

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM ENSAIO EM MESA SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO METÁLICO DE 4 ANDARES

RUI AUGUSTO BARROS GARCIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À continuidade de um legado

“Mama Sumae”

AGRADECIMENTOS

Às minhas famílias pelo apoio incondicional, carinho e sabedoria proporcionados em todas as adversidades, com particular relevo para os meus pais.

Aos meus amigos pelo seu companheirismo e solidariedade demonstrados nas horas de maior aflição ao longo da minha vida e principalmente pelos bons momentos vividos fora delas.

Aos vários docentes que ao longo da minha carreira académica me souberam orientar tanto a nível académico, profissional como pessoal, com destaque para o Prof. Raimundo Delgado por ter acreditado em mim e ao meu orientador Prof. Miguel Castro pela partilha de interesse nas estruturas metálicas e apoio dado na realização desta tese.

RESUMO

Esta tese tem como principal objectivo a simulação numérica de um ensaio efectuado numa mesa sísmica localizada no Japão de uma estrutura metálica de ligações rígidas de 4 andares (http://www.blind-analysis.jp/2007/index_e.html). A modelação efectua-se com recurso a diferentes modelos não-lineares com inclusão de plasticidade distribuída ou concentrada, permitindo desta forma uma comparação e identificação das vantagens e limitações de cada modelo.

O trabalho inicia-se com uma apresentação da literatura relevante no domínio do dimensionamento e comportamento sísmico de estruturas metálicas e da modelação numérica deste tipo de soluções estruturais. Neste contexto descrevem-se os conceitos fundamentais de dimensionamento implementados no regulamento Europeu de dimensionamento sísmico (Eurocódigo 8). De seguida discutem-se as várias metodologias de ensaios disponíveis para avaliação do comportamento dinâmico, realçando-se os aspectos principais associados aos ensaios em mesa sísmica. Por fim apresentam-se as várias formas de modelação numérica de estruturas metálicas porticadas discutindo-se os vários tipos de formulação disponíveis para representação do comportamento não-linear de elementos reticulados.

Na segunda parte do trabalho introduz-se a estrutura ensaiada e apresentam-se os resultados dos vários tipos de ensaios efectuados. De seguida descreve-se o programa de cálculo utilizado nas simulações numéricas e apresentam-se as características dos vários modelos considerados.

Na última parte do trabalho discutem-se os resultados fornecidos pelas várias análises realizadas à luz dos obtidos nos ensaios. Efectuam-se também comparações entre os vários tipos de modelação e tecem-se considerações relativamente à eficiência e limitações de cada modelo.

Os resultados obtidos neste trabalho indicam claramente que os modelos de plasticidade distribuída (ou de fibras) conduzem a representações mais realistas da resposta sísmica, estando no entanto associados a elevados tempos de cálculo. Por outro lado, os modelos de plasticidade concentrada (ou de rótulas plásticas) fornecem boas representações do comportamento global e apresentam como principal vantagem os reduzidos tempos de cálculo. No entanto, este tipo de modelos requer a definição de um maior número de parâmetros e não permite a consideração de um conjunto de efeitos que podem ter uma influência relevante na resposta dinâmica.

Palavras-Chave: Estruturas metálicas, Comportamento sísmico, Modelação numérica, Plasticidade concentrada, Plasticidade distribuída.

ABSTRACT

The main purpose of this dissertation is the numerical simulation of a shaking table test conducted in Japan on a 4-storey steel moment-resisting structure (http://www.blind-analysis.jp/2007/index_e.html). The modelling will be carried out using different techniques for the consideration of the non-linear behaviour, namely the distributed and concentrated plasticity approaches. This will allow the comparison between models in terms of computational efficiency as well as in terms of the accuracy in the representation of the experimental response.

The work starts with a literature review on the design and behaviour of steel structures and also on the numerical modeling of this type of structural solutions. The main concepts of seismic design as implemented in Eurocode 8 are reviewed. This is followed by a survey of the different types of experimental techniques available for seismic assessment of structures, with special attention being given to shaking table tests. Finally, the numerical modeling of steel framed structures is discussed and the different approaches for representation of the non-linear material behavior are reviewed.

The second part of this work consists of the description of the tested structure and of a presentation of the main results obtained during the test campaign. The analysis software used for the numerical simulations is introduced and the numerical models considered in this work are described.

In the last part of this dissertation, the results provided by the numerical analyses are discussed in and comparisons are established with the experimental observations. Furthermore, comparisons are also established between the results provided by the different models and considerations are made concerning the advantages and limitations of each model.

The results obtained in this research clearly indicate that the distributed plasticity models (or fibre models) provide more realistic representations of the seismic response but are computationally demand in comparison with the concentrated plasticity (or plastic hinge) models. Conversely, the latter provide relatively good predictions of the structural response but require the definition of a higher number of input parameters and do not account for a number of effects that may have an important influence on the dynamic response.

Keywords: Steel Structures, Numerical Modeling, Seismic Behavior, Concentrated plasticity, Distributed Plasticity.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO TRABALHO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	2
 2. REVISÃO DA LITERATURA	 3
2.1. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS	3
2.1.1. INTRODUÇÃO	3
2.1.2. REQUISITOS GERAIS DO EUROCÓDIGO 8	6
2.1.3. PÓRTICOS DE LIGAÇÕES RÍGIDAS	12
2.2. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS	16
2.2.1. INTRODUÇÃO	16
2.2.2. MESAS SÍSMICAS	17
2.2.3. ENSAIO PSEUDO-DINÂMICO (PSD)	21
2.2.4. ENSAIO EM TEMPO REAL	22
2.3. MODELOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS	23
2.3.1. INTRODUÇÃO	23
2.3.2. TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS	24
2.3.3. TIPOS DE ANÁLISE	29
2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	30
 3. DESCRIÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL	 31
3.1. INTRODUÇÃO	31
3.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA / PROCESSOS DE MONTAGEM	32
3.2.1. GEOMETRIA (CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL)	32
3.2.2. LAJES	35
3.2.3. LIGAÇÕES	36
3.2.4. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	37

3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	38
3.4. INSTRUMENTAÇÃO	40
3.5. ACÇÕES APLICADAS À ESTRUTURA	41
3.5.1. CARGAS GRAVÍTICAS	41
3.5.2. ACÇÃO SÍSMICA	42
3.6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	44
3.6.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS EM REGIME ELÁSTICO	44
3.6.2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS EM REGIME INELÁSTICO	45
3.6.3. COMPORTAMENTO NO COLAPSO	47
3.7. CONCLUSÕES RELATIVAS AOS ENSAIOS	49
3.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	50
4. MODELOS NUMÉRICOS E TIPOS DE ANÁLISES	53
4.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO	53
4.2. ELEMENTOS FINITOS	54
4.2.1. ELEMENTO ELÁSTICO.....	54
4.2.2. RÓTULAS PLÁSTICAS	54
4.2.3. ELEMENTO NÃO-LINEAR FORMULADO EM DESLOCAMENTOS	55
4.2.4. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	56
4.3. LEIS CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS E LEIS MOMENTO CURVATURA.....	56
4.3.1. AÇO	56
4.3.2. BETÃO	58
4.3.3. LEIS MOMENTO-CURVATURA PARA ELEMENTOS DE RÓTULAS PLÁSTICAS	59
4.3.4. RESUMO DAS PROPRIEDADES DAS LEIS MATERIAIS	60
4.3.5. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	61
4.4. ACÇÕES	63
4.4.1. CARGAS INICIAIS	63
4.4.2. PADRÕES DE CARREGAMENTO PARA ANÁLISES PUSHOVER	64
4.4.3. INPUT SISMO PARA ANÁLISE DINÂMICA	65
4.5. DEFINIÇÃO DO AMORTECIMENTO MODAL	66
4.6. ANÁLISES EFECTUADAS	66
4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	67
5. DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	69
5.1. INTRODUÇÃO	69

5.2. ANÁLISES MODAIS.....	69
5.3. ANÁLISES NÃO-LINEAR ESTÁTICAS	71
5.3.1. MODELOS SEM INCORPORAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA.....	71
5.3.2. MODELOS COM INCORPORAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA	76
5.3.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS	80
5.4. ANÁLISES NÃO-LINEARES DINÂMICAS	80
5.4.1. RESULTADOS DA ANÁLISE EM REGIME ELÁSTICO	81
5.4.2. RESULTADOS DA ANÁLISE EM REGIME NÃO-LINEAR.....	85
5.4.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS	93
5.5. CONCLUSÕES.....	94
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	97
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	97
6.2. SUMÁRIO E CONCLUSÕES.....	98
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	98
BIBLIOGRAFIA.....	101
ANEXOS.....	105

ÍNDICE FIGURAS

Fig. 2.1 Introdução de juntas para atingir uniformidade e simetria em planta	7
Fig. 2.2 Tipos de pórticos resistentes em pórticos metálicos	9
Fig. 2.3 Relações momento rotação para as diferentes classes de secção transversal	11
Fig. 2.4 Comportamento de pórtico de ligações rígidas com comportamento de pilar forte viga fraca (a) e pilar fraco e viga forte (b)	12
Fig. 2.5 Momentos devido a carregamentos verticais (a), lateral (b) e em situação sísmica (c).....	13
Fig. 2.6 Exemplos de danos em ligações de pórticos de ligações rígidas	14
Fig. 2.7 Exemplos esquemáticos de ligações modificadas.....	14
Fig. 2.8 Estimativa da rotação plástica θ_p	16
Fig. 2.9 Mesa sísmica “E-Defense”	18
Fig. 2.10 Estratégias de controlo na mesa sísmica	20
Fig. 2.11 Ciclo de ensaio de subestrutura.....	22
Fig. 2.12 Elementos de barra (a) e viga (b)	24
Fig. 2.13 Modelação de viga mista com elementos de fibra (Castro, 2006).....	25
Fig. 2.14 Exemplos de orientações de uma secção	25
Fig. 2.15 Tipos de elementos bidimensionais	26
Fig. 2.16 Tipo de elementos quanto ao número de pontos e formulação utilizada	27
Fig. 2.17 Modelação de uma ligação viga pilar com elementos de volume	28
Fig. 2.18 Exemplos de elementos de volume	28
Fig. 3.1 Processo construtivo e etapas do ensaio	32
Fig. 3.2 Vista em alçado da estrutura em estudo (m)	33
Fig. 3.3 Vista em planta da estrutura em estudo (m).....	33
Fig. 3.4 Planta com vigas secundárias	34
Fig. 3.5 Vista geral da estrutura em estudo	35
Fig. 3.6 Pormenor da laje do 1º, 2º e 3º pisos	35
Fig. 3.7 Pormenor da laje do 4º piso	36
Fig. 3.8 Ligação Viga Pilar (a) e ligação de encastramento por chapa de base (b).....	36
Fig. 3.9 Montagem dos pilares “árvore” (a) e detalhe da ligação viga pilar (b)	37
Fig. 3.10 Divisórias instaladas em LGS (a); caixilharia em alumínio nos painéis de ALC exteriores (b); bitolas metálicas para o tecto falso (c).....	37
Fig. 3.11 Escadas de segurança instaladas na fachada não fechada	38
Fig. 3.12 Sistema de Segurança (esquema (a) e montagem do sistema no R/C (b) e nos restantes pisos (c)).....	38

Fig. 3.13	Curvas médias tensão extensão do aço dos pilares e vigas	39
Fig. 3.14	Disposição dos Sensores de deslocamentos e acelerómetros na estrutura	40
Fig. 3.15	Disposição dos extensómetros nos elementos estruturais	40
Fig. 3.16	Medição das rotações das vigas	41
Fig. 3.17	Espectro de acelerações nas três direcções do sinal de Takatori (amortecimento de 5%) ..	42
Fig. 3.18	Registo das acelerações nas várias direcções, com acelerações em cm/s^2 e tempo em s ..	43
Fig. 3.19	Resultados dos ensaios em vibração livre	44
Fig. 3.20	Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º e 2º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 20%.....	44
Fig. 3.21	Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º e 2º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 40%.....	45
Fig. 3.22	Comportamento histerético do pilar e do painel.....	45
Fig. 3.23	Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º, 2º, 3º e 4º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 60%.....	46
Fig. 3.24	Comportamento histerético dos pilares e painel para Takatori a 60%.....	47
Fig. 3.25	Colapso da estrutura depois do registo integral de Takatori.....	47
Fig. 3.26	Relações corte basal e drift entre pisos no 1º, 2º, 3º e 4º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 100%.....	48
Fig. 3.27	Comportamento histerético do pilar e painel para registo integral.....	48
Fig. 3.28	Representação dos deslocamentos do 1º piso e sequência do colapso no registo integral.	49
Fig. 3.29	Perfil dos drifts máximos entre pisos obtidos para cada nível de excitação	50
Fig. 4.1	Elemento de rótula plástica	54
Fig. 4.2	Formulação Gauss Radau rótula plástica	54
Fig. 4.3	Figura com formulação Gauss Radau modificada rotula plástica.....	55
Fig. 4.4	Curva típica tensão extensão da lei material “Steel02”	57
Fig. 4.5	Curva típica tensão/força extensão/deformação da lei material “Hysteretic”	58
Fig. 4.6	Curva típica tensão/força extensão/deformação da lei material “Concrete02”	58
Fig. 4.7	Curva típica força deformação da lei material “Pinching4”	59
Fig. 4.8	Comparação da modelação de viga mista nas direcções X (a) e Y (b), (Perfil H-400x200x8x13)	61
Fig. 4.9	Áreas de influência de cada tipo de nó nos diferentes pisos ((a) 1º e 2º pisos, (b) 3º piso, (c) 4º piso).....	63
Fig. 4.10	Sinal aplicado à estrutura nas três direcções.....	65
Fig. 5.1	Modos de vibração da estrutura	70
Fig. 5.2	Curvas pushover globais para a direcção X.....	72

Fig. 5.3 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5,1.5 e 2.0% na direcção X (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE).....	73
Fig. 5.4 Curvas pushover locais na direcção X (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE)....	73
Fig. 5.5 Curvas pushover globais para a direcção Y	74
Fig. 5.6 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5,1.5 e 2.0% na direcção Y (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE).....	75
Fig. 5.7 Curvas pushover locais na direcção Y (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE)....	75
Fig. 5.8 Curvas pushover globais para a direcção X (com degradação).....	76
Fig. 5.9 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5,1.5 e 2.0% na direcção X (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação).....	77
Fig. 5.10 Curvas pushover locais na direcção X (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)	78
Fig. 5.11 Curvas pushover globais para a direcção Y (com degradação).....	78
Fig. 5.12 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5,1.5 e 2.0% na direcção Y (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação).....	79
Fig. 5.13 Curvas pushover locais na direcção Y (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)	80
Fig. 5.14 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	81
Fig. 5.15 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b)).....	81
Fig. 5.16 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b)) ..	82
Fig. 5.17 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	82
Fig. 5.18 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	83
Fig. 5.19 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	83
Fig. 5.20 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	84
Fig. 5.21 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	84
Fig. 5.22 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	85
Fig. 5.23 Relações Corte Basal Drif do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	85
Fig. 5.24 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	86
Fig. 5.25 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	86

Fig. 5.26 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	87
Fig. 5.27 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	88
Fig. 5.28 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	89
Fig. 5.29 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	89
Fig. 5.30 Drifts entre pisos do modelo F-NLD para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)	90
Fig. 5.31 Drifts entre pisos do modelo RP-1.0H-NLD para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)	90
Fig. 5.32 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	90
Fig. 5.33 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	91
Fig. 5.34 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	92
Fig. 5.35 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))	92
Fig. 5.36 Drifts entre pisos do modelo F-NLD-D para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)	93
Fig. 5.37 Drifts entre pisos do modelo RP-1.0H-NLD-D para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)	93

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico.....	6
Tabela 2.2 Sistemas estruturais e factores de comportamento.....	10
Tabela 2.3 Requisitos da secção transversal com base na classe de ductilidade e no factor q.....	11
Tabela 3.1 Geometria e localização das secções transversais (mm).....	33
Tabela 3.2 Geometria e material das vigas secundárias (mm)	34
Tabela 3.3 Propriedades mecânicas das secções transversais	39
Tabela 3.4 Propriedades geométricas das secções	39
Tabela 3.5 Tabela com os pesos calculados (kN)	41
Tabela 3.6 Peso por piso e altura entre pisos.....	42
Tabela 3.7 Níveis de excitação sísmica realizados no ensaio.....	43
Tabela 3.8 Rigidez elástica lateral da estrutura em estudo	45
Tabela 4.1 Propriedades mecânicas para o modelo sem degradação do aço (“Steel02”).....	60
Tabela 4.2 Pontos de referência para a lei trilinear “Hysteretic”	60
Tabela 4.3 Propriedades mecânicas para o modelo de betão (“Concrete02”).....	60
Tabela 4.4 Propriedades mecânicas das leis momento curvatura (vigas)	61
Tabela 4.5 Propriedades mecânicas das leis momento curvatura (pilares)	62
Tabela 4.6 Áreas de influência, massas e forças pontuais aplicadas em cada nó	64
Tabela 4.7 Cargas horizontais por piso para carregamento “Pushover”	64
Tabela 4.8 Análises realizadas	67
Tabela 5.1 Períodos de vibração e participação de massa modal de cada modo (Robot)	69
Tabela 5.2 Períodos de vibração para os diversos modelos (OpenSEES)	70
Tabela 5.3 Deslocamentos de topo máximos (m) para os modelos sem degradação.....	93
Tabela 5.4 Deslocamentos de topo máximos (m) para os modelos com degradação.....	94
Tabela 5.5 Drifts do 1º andar máximos (%) para os modelos sem degradação.....	94
Tabela 5.6 Drifts do 1º andar máximos (%) para os modelos com degradação.....	94

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 2.1 Condição entre momentos resistentes de pilares e vigas para Capacity Design	9
Equação 2.2 Requisitos de resistência de momento flector em pilares	13
Equação 2.3 Requisitos de resistência de esforço axial em pilares	13
Equação 2.4 Coeficiente de sensibilidade de deslocamentos entre pisos	13
Equação 2.5 Limitação de deformações laterais	13
Equação 2.6 Número de Cauchy	19
Equação 2.7 Número de Froude	19
Equação 4.1 Determinação da rigidez inicial do betão	58

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO TRABALHO

Em Maio de 2007 o comité executivo de projecto de edifícios metálicos E-Defense, patrocinado pelo National Research Institute for earth Science and Disaster Prevention no Japão, anunciou o Concurso para análise de um edifício metálico de quatro andares à escala real, testado em Setembro de 2007 na maior mesa sísmica tridimensional localizada na cidade de Miki, prefeitura de Hyogo, Japão. O ensaio foi conduzido aplicando à referida estrutura várias intensidades do registo sísmico do terramoto de Kobe de 1995.

Os participantes concorrerem em duas categorias, análise 2D e/ou 3D e eram divididos em investigadores e projectistas. Cada concorrente tinha de prever o comportamento antes e depois do ensaio. Como as propriedades dos vários materiais foi determinada no decurso do ensaio baseado no seu comportamento real, o concurso foi dividido em duas partes; análise prévia com base no registo sísmico e análise posterior baseado no resto de acelerações de base registado no ensaio. O modelo utilizado pelos participantes teria de ser o mesmo para as duas análises.

Através do comité executivo, foram organizados dois grupos de trabalho: o “Analysis Method and Verification WG” ficou responsável pelo anúncio, distribuição dos dados, dúvidas e determinação dos vencedores e o “Building Collapse Simulation WG” tratou os dados experimentais do colapso do edifício.

Neste trabalho será desenvolvido e analisado um modelo tridimensional do edifício recorrendo a todos os dados experimentais e modelos utilizados no concurso para calibrar o supracitado.

1.2. OBJECTIVOS

Este trabalho pretende aferir a precisão das análises não-lineares dinâmicas de um edifício metálico recorrendo a diversas formas de modelação numérica.

O comportamento de edifícios de betão armado é amplamente conhecido, sendo que agora o mesmo começa a acontecer com os edifícios metálicos. Este ensaio experimental representa uma excelente oportunidade de calibração e validação de modelos numéricos permitindo a previsão do comportamento destes.

Serão utilizados dois tipos de elementos finitos unidimensionais: os elementos de rótulas plásticas e os elementos baseados em fibras. O primeiro é um modelo com plasticidade concentrada num comprimento definido, sendo que o segundo é um modelo de plasticidade distribuída.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos e pode ser dividido em duas grandes partes.

Na primeira parte será efectuada uma revisão da literatura que servirá de base para este trabalho, nomeadamente, a regulamentação europeia referente ao dimensionamento sísmico de estruturas, informação disponível sobre a estrutura e modelos de elementos finitos disponíveis para análise dinâmicas não-lineares. No final da primeira parte será feita a transição para a segunda com a apresentação dos modelos numéricos estudados, apresentando-se os resultados das análises realizadas, críticas referentes a cada um dos modelos utilizados com respectivas vantagens e limitações, concluindo-se este trabalho com o resumo das observações mais pertinentes e recomendações futuras para trabalhos posteriores.

No segundo capítulo será feita uma revisão da literatura de base deste trabalho estando dividido em três subcapítulos. Será feita inicialmente uma prospecção da regulamentação pertinente para o dimensionamento sísmico de estruturas metálicas e mistas, de forma a ser possível avaliar se o dimensionamento da estrutura foi bem realizado, permitindo prever possíveis anomalias na estrutura que precipitem o seu colapso. Desta forma, serão compilados as cláusulas dos EC3, EC4 e EC8 e será aprofundada a teoria de base na qual os regulamentos se apoiaram. Serão expostos os trabalhos já realizados sobre ensaios em estruturas metálicas mistas, sendo feito um apanhado das grandes conclusões retiradas dos ensaios mais importantes que servirão de base à modelação da estrutura. Será feita uma descrição da mesa sísmica utilizada. Por fim, será feita uma exposição dos vários elementos finitos e análises disponíveis, sendo dado especial relevo aos elementos utilizados neste trabalho os elementos de rótula plástica e aos elementos de fibra.

No terceiro capítulo far-se-á uma recolha de toda a informação da estrutura, nomeadamente geometria, detalhes de carregamento, ensaios materiais do aço e betão, registo temporal de acelerações e espectros de resposta. Será também apresentado o comportamento da estrutura quando sujeita às várias intensidades do sinal sísmico registado na estação de Takatori durante o sismo de Kobe de 1995.

No quarto capítulo será apresentado o programa de análise estrutural utilizado neste trabalho. Serão justificadas todas as opções de modelação tomadas, nomeadamente no que toca a distribuição de massa, amortecimento, leis materiais utilizadas e forma de carregamento considerados. Serão apresentadas os vários modelos fazendo-se uma descrição do que os diferencia.

Para os modelos de rótulas plásticas avaliou-se a influência da discretização da massa, leis constitutivas dos materiais, amortecimento, comprimento de rótulas plásticas e o comprimento livre dos pilares e vigas. No caso dos modelos de fibras avaliou-se a influência dos mesmos parâmetros com excepção do comprimento das rótulas plásticas.

No quinto capítulo serão expostas as análises efectuadas, dividindo-se este capítulo em duas partes.

Com base na geometria do problema e propriedades mecânicas dos materiais utilizados serão consideradas várias opções de modelação da estrutura metálica e sempre que se achar pertinente e influenciador do comportamento da estrutura serão incorporadas os efeitos de segunda ordem nas análises. Serão conduzidas numa primeira fase, várias análises estáticas não lineares (monotónicas e cíclicas) e modais para aferir a razoabilidade de alguns parâmetros modelação adoptados, nomeadamente rigidez, resistência e comprimento livre dos elementos. Numa segunda fase, os modelos validados serão objecto de análises dinâmicas não-lineares, comparando-se os resultados obtidos com os resultados do ensaio.

No sexto capítulo será efectuada uma reflexão sobre as conclusões deste trabalho e serão propostas novas abordagens para eventuais trabalhos futuros neste domínio.

2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS

2.1.1. INTRODUÇÃO

Os primeiros conceitos de dimensionamento estrutural em zonas sísmicas, foram desenvolvidos através da experiência em catástrofes tais como o sismo de São Francisco em 1906 e o de Messina em 1908.

No passado, na ausência de dados experimentais, o método usado consistia em dimensionar estruturas para acelerações horizontais da ordem de 0.1g. Depois do sismo de Long Beach em 1933, os dados experimentais demonstraram que as acelerações do solo podiam ser muito superiores, por exemplo 0.5g. Consequentemente, a resistência de algumas estruturas podia ser explicada, apenas pela dissipação de energia ocorrida durante o movimento da estrutura durante o sismo. A segunda geração de códigos tem em conta por um lado a amplificação devido ao comportamento dinâmico dos edifícios e por outro a dissipação de energia. Contudo, a forma de incorporação desta dissipação mantinha-se muito elementar e não tinha correcções que diferenciasssem o comportamento dos vários materiais e os tipos de sistemas de resistência lateral.

A terceira geração de códigos, a actual, possibilita por um lado especificar a forma como ocorre a dissipação de energia, de acordo com tipo de sistema resistente lateral e do tipo de material estrutural utilizado, e por outro alargar o alcance dos códigos anteriores, ao permitir, por exemplo, lidar com aspectos geotécnicos. Mais, estas novas regras têm em conta abordagens semi probabilísticas para verificação de segurança, como definido na EN 1990 (CEN,2002).

O aparecimento de métodos de análises baseadas em deslocamentos, possibilita prever uma evolução em direcção a uma quarta geração de códigos de dimensionamento sísmico, onde vários componentes do comportamento sísmico são melhor controlados, em particular aqueles relacionados com dissipação de energia. Deste ponto de vista o Eurocódigo 8 (CEN,2002) é a junção entre a terceira geração de códigos, e de alguma forma, a quarta geração de códigos.

Em Portugal os princípios fundamentais associados a terceira geração de códigos para dimensionamento sísmico de estruturas encontram-se implementados no actual Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). No entanto, o dimensionamento de estruturas metálicas regia-se, até à poucos anos, pelo Regulamento de Estruturas em Aço para Edifícios (REAE) que definia os princípios gerais de projecto e execução de estruturas metálicas em aço para edifícios, algo desactualizado e com uma filosofia de dimensionamento incongruente com os códigos de terceira geração.

No entanto em 1989 a directiva Europeia de produtos de construção cria requisitos relativos a resistência, estabilidade e resistência ao fogo. Neste contexto, os Eurocódigos estruturais são regras técnicas, válidas a nível europeu, que tem como objectivo assegurar o cumprimento destes requisitos. Há um conjunto de cinquenta e oito normas juntas em dez Eurocódigos, fornecendo as bases de análise e dimensionamento de estruturas e os materiais constitutivos. Cumprindo os Eurocódigos é possível declarar a conformidade das estruturas e dos materiais de construção aplicados à CEN (Comité Europeu de Normalização) a eles referentes. Os Eurocódigos constituem um conjunto de normas de dimensionamento estrutural, consistentes em princípio, que facilitam a distribuição livre de produtos e serviços no sector da construção dentro da União Europeia.

Por detrás de objectivos políticos perseguidos pela EU, a criação dos eurocódigos trouxe progressos tecnológicos consideráveis, ao ter por base as mais recentes descobertas no que toca dimensionamento estrutural e produzindo normas técnicas universais ao sector de construção europeu. Os eurocódigos abarcam uma série de práticas construtivas correntes dadas pelo feedback dos engenheiros praticantes.

A metodologia usada para demonstrar a fiabilidade das estruturas é semi probabilístico, que faz uso de coeficientes parciais aplicado a acções, propriedades dos materiais cobrindo as imperfeições do modelo de análise e defeitos construção. A verificação consiste em analisar os modos de rotura da estrutura, associados aos Estados Limites, em situações de dimensionamento associadas a combinações de acções credíveis que possam ocorrer simultaneamente.

Os eurocódigos demoraram muito tempo para estar completos, já que foi difícil chegar a um consenso, pois foi necessário reconciliar diferentes experiências nacionais e requisitos vindos tanto de engenheiros investigadores como praticantes.

As cláusulas do eurocódigos são divididas em dois tipos, nomeadamente, princípios, de carácter obrigatório e princípios, que são regras de boa prática em conformidade com os princípios, não tendo estes de carácter obrigatório.

Para cada Estado Membro os Eurocódigos vêm acompanhados por um anexo nacional que especifica os valores de certos parâmetros a ser usados no país.

Os Eurocódigos 0 e 1 constituem a base de projecto e acções para estruturas. Os eurocódigos 3 e 4 constituem a base de projecto para edifícios metálicos e mistos para carregamentos estáticos de onde se podem destacar os seguintes verificações:

- Classificação da estrutura quanto às acções laterais podendo ser de nós móveis ou fixos, podendo incorporar ou não efeitos de segunda ordem, de forma simplificada ou não.
- Análise elástica ou plástica, com consideração de imperfeições locais de forma simplificada ou não.
- Classificação da secção transversal quanto à resistência e ductilidade, sendo classificada em secção classe 1, 2, 3 ou 4, podendo incluir redução da secção transversal caso haja fenómenos de instabilidade local.
- Verificação de resistência seccional e de encurvadura.
- Classificação do tipo de ligação quanto à sua resistência podendo ser totalmente resistente, parcialmente resistente e quanto à sua rigidez podendo ser rígida, semi-rígida ou articulada.

O Eurocódigo 8 (EC8) define os requisitos para um bom comportamento sísmico. Há dois requisitos principais. O primeiro é o de não colapso depois de solicitada, o que requer que a estrutura garanta a capacidade de suportar as cargas verticais depois um sismo com período de retorno recomendado de 475 anos podendo ser utilizados períodos de retorno mais longos, empregues usualmente apenas para estruturas especiais. Depois do sismo, deverá haver garantia de resistência e rigidez lateral para resistir

às réplicas para assegurar a segurança de vidas humanas. O segundo requisito é o de limitação de danos, que requer que o custo dos danos associados e limitação do uso do edifício não seja grandes em comparação com o preço do edifício, para sismos com um período de retorno recomendado de 95 anos.

O código permite que estes requisitos sejam assegurados com um comportamento dissipativo (dúctil) ou não dissipativo (essencialmente em regime elástico), havendo uma clara preferência para resistir a acções mais severas de forma dissipativa. Mas o eurocódigo foi redigido com o intuito de assegurar a estabilidade, comportamento dissipativo fiável nas zonas críticas, que limitam as forças de inércia experimentadas pelo resto da estrutura. As regras detalhadas e a análise foram formuladas para reflectir a extensão da plasticidade pretendida nas regiões críticas, com os benefícios da redução das forças de inércia a serem obtidos à custa de rigorosos requisitos de dimensionamento e análise.

Desta forma são definidas três classes de ductilidade:

- Baixa, não exibindo comportamento histerético, sendo a resistência ao sismo mobilizada totalmente por resistência em regime elástica e não por ductilidade (DCL).
- Média, permitindo altos níveis de plasticidade obrigatórios, sendo impostos requisitos de dimensionamento e análise (DCM).
- Alta, onde várias excursões inelásticas são permitidas, asseguradas por modelos numéricos de elevada dificuldade e complexidade, com requisitos de dimensionamento e análise ainda mais restritos (DCH).

O EC8 define poucas disposições para a classe mais baixa de ductilidade mas vai aumentando as exigências para as classes DCM e DCH, tais como requisitos de material mais onerosos, restrições geométricas, provisões de capacidade pelo elo mais fraco e regras detalhadas relacionadas com a ductilidade local.

Estas regras pretendem evitar modos rotura frágeis, assegurar capacidade de deformação em regime não linear sob ciclos de carga/descarga sem redução resistência, e melhoria da grande capacidade de rotação nas regiões críticas.

As regras de garantia de não-colapso encontram-se da Secção 4 da parte 1 relativamente a procedimentos de análise e nas Secções 5 à 9 na parte 1 com procedimentos específicos para assegurar resistência e ductilidade na estrutura. As regras para limitação de danos são dadas da Secção 4 da parte 1 consistem em simples restrições às deformações para limitar danos estruturais ou não estruturais e algumas regras para proteger elementos não estruturais.

O EC8 permite o dimensionamento das estruturas às acções sísmicas realizando uma verificação de resistência e limitação de deslocamentos com recurso a análises que vão desde as mais simples lineares elásticas, até análises às mais complexas não lineares dinâmicas.

Se a análise for estática ou modal, o EC8 define dois tipos de acções sísmicas, de grande magnitude, de Tipo I ($M > 5.5$) passível de ter o epicentro localizado numa falha tectónica no oceano e de baixa ou média magnitude, de Tipo II ($M \leq 5.5$), com o epicentro localizado mais perto da estrutura no continente. Os dois tipos de acções sísmicas têm um espectro de acelerações definido com base na sismicidade da zona onde se insere o edifício. Com base nos modos de vibração dominantes do comportamento dinâmico da estrutura, são retiradas as acelerações espectrais máximas a que o edifício pode estar sujeito, podendo estas ser reduzidas por um coeficiente de comportamento (q) que tem em conta o comportamento inelástico da estrutura. O tipo de análise realizado depende do funcionamento estrutural, que com base numa série de parâmetros geométricos classifica o edifício com base na sua regularidade no plano e altura, sistematizada no Quadro 4.1 do EC8:

Tabela 2.1 Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico

Regularidade Estrutural		Simplificações Permitidas		Factor de comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise linear elástica	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Forças Laterais	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Forças Laterais	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Caso o edifício não cumpra estes requisitos de regularidade estrutural a análise a realizar terá que ser não linear dinâmica, de série temporal, sem qualquer redução das forças sísmicas. O EC8 permite nestes casos, a aplicação pelo menos três ou mais de sete sinais sísmicos com magnitudes iguais ou superiores. Caso o número de sinais sísmicos seja inferior a sete, para o dimensionamento sísmico terão que ser considerados os esforços e deslocamentos máximos das análises, caso contrário é permitida a média destes para o dimensionamento.

2.1.2. REQUISITOS GERAIS DO EUROCÓDIGO 8

Na Secção 4.2.1 da Parte 1 do EC8 são definidos alguns aspectos de dimensionamento sísmico específicos para edifícios, que devem ser considerados ainda na fase conceptual do edifício, que vão de encontro com as filosofias de não colapso e limitação de danos. Não são aspectos obrigatórios, uma vez que são de natureza qualitativa, é difícil materializá-los, mas são princípios que merecem um estudo visto serem uma boa prática. Regras relacionadas e quantificáveis quanto à regularidade e funcionamento estrutural, aparecem também no EC8. São dados seis princípios de referência na Secção 4.2.1 da parte 1 do EC8, agora discutidos.

- Simplicidade estrutural
- Uniformidade, simetria e redundância
- Resistência e rigidez bidireccional
- Resistência e rigidez torsional
- Adequabilidade dos diagramas em cada piso
- Fundações adequadas

Simplicidade Estrutural

Quanto à simplicidade estrutural, segundo o EC8 deve-se providenciar uma transmissão clara e directa das cargas desde o topo do edifício até às fundações que deve assegurar em todos os elementos resistência, rigidez e ductilidade adequados. Transferências de esforços directos ajudam a reduzir a incerteza tanto na resistência e ductilidade como na resposta dinâmica.

Caminhos de carga complexos levam a concentrações de tensões diminuindo a capacidade de resposta da estrutura e tornam difícil avaliar a sua resistência, ductilidade e resposta dinâmica tal como comprovam numerosos estudos que mostram que edifícios com uma distribuição simétrica de massa, rigidez e resistência no plano e em altura respondem melhor que aqueles que não o têm.

Uniformidade, Redundância e Simetria

Ao privilegiar uniformidade no plano a resposta destes edifícios melhora, uma vez que se elimina a componente torsional. Sendo assim é aconselhável em edifícios em U e L a sua divisão em rectângulos mais pequenos, com juntas de dilatação suficientemente móveis para permitir o comportamento independente dos edifícios e o seu funcionamento e bom estado ao longo da vida da estrutura, tal como representado na Fig. 2.1.

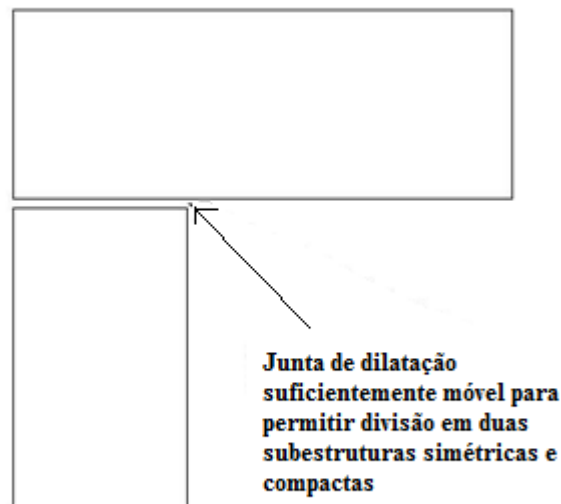


Fig. 2.1 Introdução de juntas para atingir uniformidade e simetria em planta

Ao privilegiar a uniformidade em altura, facultando altura entre pisos e dimensões em planta iguais, evitam-se a formação de mecanismos de andar. Contudo há edifícios não uniformes em altura que respondem bem, como é o caso das pirâmides, daí que também é permitida uma redução uniforme e gradual das dimensões em planta do piso.

A redundância do edifício, permite a transferência de cargas por mais do que um caminho, dando maior fiabilidade à estrutura. No entanto os caminhos alternativos são mais complexos e só são conhecidos com recurso a análises não lineares.

Resistência e rigidez bidireccional

Ao contrário do vento, o sismo afecta as duas direcções simultaneamente num edifício, sendo aconselhável proporcionar resistências similares nas duas direcções. As estruturas laminares funcionam bem a acções laterais do vento mas pior à solicitação sísmica.

Rigidez e resistência torsional

As excitações torsionais puras são raras sendo mais comuns em edifícios com solos distintos. No entanto em sistemas de contraventamento lateral excêntricos ao centro de massa e rigidez trazem alguns problemas, daí a análise linear dinâmica funcionar mal porque um dos lados pode plastificar alterando as condições de rigidez assumidas associadas inicialmente, alterando a excentricidade em relação ao centro de gravidade.

O projectista deve assegurar resistência e rigidez torsional, devendo sempre que possível minimizar a excentricidade de massa e rigidez, sendo impossível eliminá-las completamente por factores externos ao projectista. Estes factores podem advir de uma distribuição assimétrica de rigidez e massa ou elementos não estruturais com rigidez mensurável. Regras quantificáveis são dadas na Parte 1 da secção 4.

Adequabilidade dos diafragmas em cada piso

Os diafragmas horizontais desempenham funções vitais tais como distribuir forças de inércia horizontais até aos elementos verticais resistentes, tais como paredes e pórticos. Garantem iguais deslocamentos nos elementos verticais resistentes. Em telhados inclinados (mansardas) restringem as paredes lateralmente.

Os diafragmas com aberturas ou muito alongados têm tendência para transmitir as forças sísmicas de forma deficiente aos elementos verticais. Elementos pré-fabricados têm de ter apoios adequados para evitar a sua queda no sismo e possível colapso, devido à introdução de uma grande carga dinâmica vertical.

Fundações adequadas

A cláusula da secção 4.2.1.6 da Parte 1 do EC8 define que a concepção e construção das fundações e sua ligação com a superestrutura devem garantir uma excitação sísmica global uniforme. Se o comportamento estrutural do edifício se basear em elementos pontuais resistentes devem-se privilegiar fundações rígidas. Deve-se unir as fundações por vigas de rigidez e/ou laje a não que esta seja fundada em rocha.

As cláusulas relativas à interacção do solo estrutura são dadas pela parte 5 do EC8, fornecendo guias de dimensionamento sísmico de fundações.

A cláusula 2.2.4 da parte 1 do EC8 contém medidas específicas de dimensionamento indo de encontro aos requisitos de comportamento do código. Aplicável a todos os edifícios e não apenas a edifícios, donde se destaca um requisito crucial no que toca ao dimensionamento pela capacidade (Capacity Design), que determina muito do conteúdo de regras materiais específicas para betão armado, aço e secções mistas nas secções 5, 6 e 7 do EC8 parte 1.

O princípio 2 da Secção 2.2.4.1 do EC8 afirma:

“De forma a assegurar os requisitos de um comportamento global dissipativo e dúctil, roturas frágeis ou formações prematuras de mecanismos devem ser evitados. Assim, quando pedido pelas partes relevantes da EN 1998, a solução deve ser dimensionada pela capacidade, que é usado para obter a hierarquia de resistências dos vários componentes estruturais e os modos de rotura necessários para assegurar a formação de um mecanismo plástico evitando modos de roturas frágeis.”

O conceito do Capacity Design (Paulay & Park, 1976) é explicado por Paulay (1982) que para demonstrar o princípio faz a analogia do elo mais fraco numa corrente. A ideia é que o elo que cede esteja num patamar bem inferior aos que o tem uma rotura frágil. Embora o edifício corrente seja mais complexo que a corrente, este procedimento baseia-se em análises estáticas simples não dependentes de análises dinâmicas complexas e morosas.

Garantir pilares mais resistentes que vigas nos pórticos de ligações rígidas, assegurar que as vigas são mais resistentes em corte que em flexão e que o contraventamento metálico encurva antes dos pilares são exemplos de dimensionamento pelo elo mais fraco.

Uma regra geral para todos os tipos de pórticos dada pelo na Cl. 4.4.2.3 da Parte 1 do EC8 é a que o momento resistente dos pilares ligados a um dado nó devem ser 30% mais resistentes que o momento resistente das vigas;

$$\Sigma M_{Rp} \geq 1.3 \Sigma M_{Rv} \quad (2.1)$$

A regra é válida tanto para edifícios metálicos e em betão armado. Um dos aspectos desta filosofia é o de assegurar ao projectista a identificação clara de quais as partes da estrutura que irão plastificar e aquelas que deverão permanecer em regime elástico. Uma cláusula importante relacionada é dada pela Clausula 3 (P) da secção 2.2.4.1 do EC8.

Como o comportamento sísmico da estrutura é dependente do comportamento das zonas críticas, detalhar a estrutura em geral e nestas regiões em particular, deve ser tal que se mantenha a capacidade de transmissão das forças necessárias tal como a dissipação de energia em condições cíclicas. Assim de forma a garantir este comportamento é necessário detalhar as ligações entre elementos estruturais e as regiões onde o comportamento não linear é previsível devendo estas regiões receber um tratamento mais cuidado no dimensionamento.

Em linha com a prática de dimensionamento sísmico, as estruturas metálicas devem ser dimensionadas pelo EC8 assegurando ou não comportamento dissipativo. No comportamento não-dissipativo a estrutura é dimensionada para responder em regime elástico, normalmente limitado a regiões de baixa sismicidade, estruturas muito importantes ou casos em que estejam envolvidos importantes mecanismos redutores de vibração. De outra forma, o dimensionamento económico é conseguido empregando o comportamento dissipativo, permitindo deformações inelásticas consideráveis em vigas. No caso de estruturas irregulares ou complexas são necessárias análises não-lineares. No entanto, este dimensionamento dissipativo é conseguido à custa da definição de um factor de comportamento, que afecta as forças elásticas resultantes do espectro de resposta elástico. Esta consideração deve ser acompanhada do conceito de dimensionamento pela capacidade (Capacity Design), que requer a determinação da capacidade de resposta num mecanismo plástico, denominado como mecanismo de rotura, provido de zonas plásticas dúcteis e adequados sobredimensionamentos noutras zonas.

O EC8 define três tipos de pórticos resistentes a acções laterais sísmicas em pórticos metálicos e mistos, representados na Fig. 2.2:

- a) Pórticos de ligações de rígidas
- b) Pórticos com sistema de contraventamento centrado
- c) Pórticos com sistema de contraventamento excêntrico

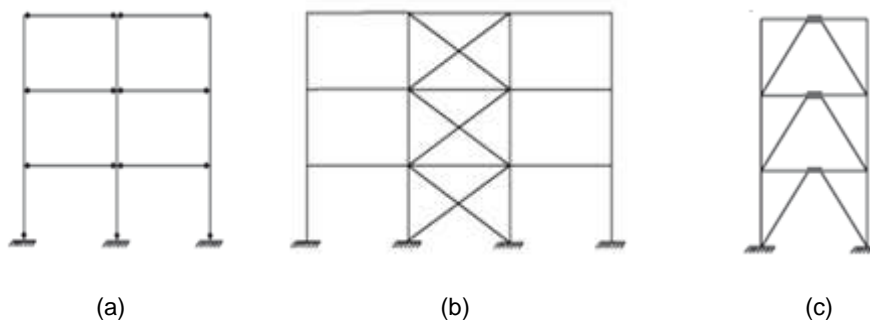
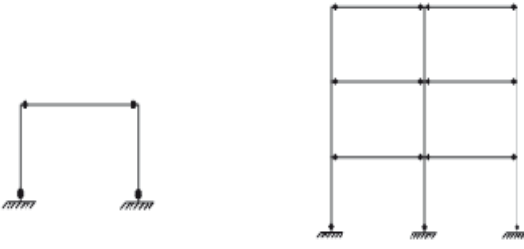
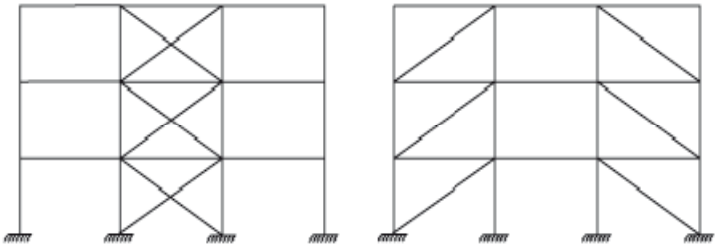



Fig. 2.2 Tipos de pórticos resistentes em pórticos metálicos

Nos sistemas contraventados o EC8 não permite a inclusão quer na análise quer no dimensionamento, dos elementos de contraventamento à compressão, devido ao comportamento instável destes elementos em regime plástico. No entanto começam a surgir estudos e propostas, não só para este tipo de contraventamento restringido à encurvadura, como para placas especiais metálicas resistentes às forças de inércia nos regulamentos americanos.

Antes de discutir o comportamento de cada sistema resistente convém introduzir as classificações estruturais dos edifícios e dos factores e comportamento (q) estipulados no EC8, que reflectem a ductilidade e dissipação de energia associados a cada mecanismo nas zonas críticas.

Tabela 2.2 Sistemas estruturais e factores de comportamento

Sistema Estrutural	Factor q	
	DCM ¹	DCH ²
<p>Pórticos de Ligações Rígidas</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1=1.1$ $\alpha_u/\alpha_1=1.2$ $\alpha_u/\alpha_1=1.3$</p> <p>Zonas dissipativas nas vigas e base do pilar</p>	4	$5.\alpha_u/\alpha_1$
<p>Pórticos com Contraventamentos Concêntricos</p>  <p>Zonas dissipativas nas diagonais traccionadas</p>	4	4
<p>Pórticos com Contraventamentos Excêntricos</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1=1.2$</p> <p>Zonas dissipativas nas ligações de corte ou de flexão</p>	4	$5.\alpha_u/\alpha_1$

¹ Ductility Class Medium (DCM)

² Ductility Class High (DCH)

O índice α_u/α_1 é o rácio entre a capacidade resistente da estrutura e o momento da formação da primeira rótula plástica, sendo a análise não linear pushover uma boa estimativa deste rácio, que não pode ser superior a 1.6 e comporta uma redução de 20% se o edifício não for regular em altura. Os valores dados pelo EC8 para o factor de comportamento devem ser o limite superior mesmo que a análise aponte o contrário. Factores entre 1.5 e 2.0 devem ser adoptados para zonas de baixa sismicidade.

Tal como já foi referido anteriormente o EC8 define três classes de ductilidade (DCL, DCM e DCH). Para a classe DCL (ductilidade baixa) a análise é elástica tais como os esforços daí determinados sendo a estrutura dimensionada de acordo com o EC3. Os factores de comportamento q têm de ser inferiores a 1.5 e 2.0. Esta classe de ductilidade é adequada para edifícios não isolados sismicamente, com mecanismos dissipativos eficazes ou em zonas de baixa sismicidade.

Em contraste as classes DCM (ductilidade média) e DCH (ductilidade alta) têm de assegurar requisitos de ductilidade e dissipação de energia, nas zonas críticas.

O coeficiente de comportamento pode ser superior a 1.5-2.0 desde que acompanhado com ductilidade local nas regiões críticas dissipativas. Para elementos comprimidos ou flectidos em comportamento sísmico há uma restrição do quociente largura altura (b/t) para evitar encurvadura local. O aumento deste quociente leva à redução da ductilidade pela encurvadura, reduzindo a dissipação de energia, expresso por um q menor. A classificação utilizada no EC3 pode ser adoptada mas com restrições relacionadas com q da tabela (secção 6.5.3 e tabela 6.3 do EN 1998-1).

Tabela 2.3 Requisitos da secção transversal com base na classe de ductilidade e no factor q

Classe Ductilidade	Factor q de referência	Classe da Secção Transversal
DCM	$1.5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

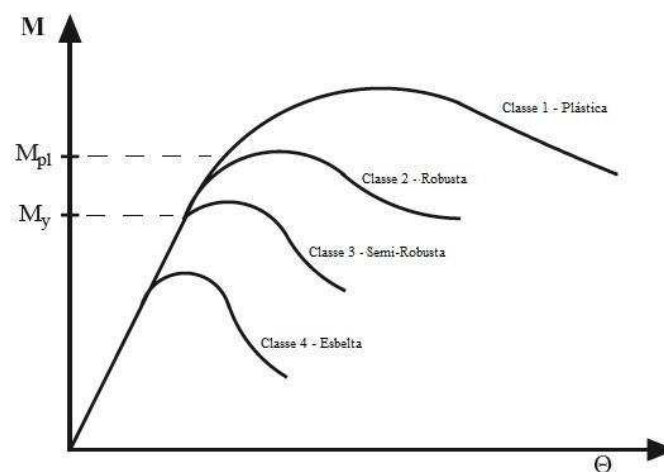


Fig. 2.3 Relações momento rotação para as diferentes classes de secção transversal

Os pórticos de ligações rígidas exibem grande ductilidade, devido à sua baixa rigidez tendo deslocamentos elevados, especialmente se o edifício tiver muitos pisos, com consequências para os elementos não estruturais. Os pórticos com contraventamentos concêntricos têm uma elevada rigidez às acções laterais, mas são pouco dúcteis já que têm elementos à compressão. Os pórticos com contraventamentos excêntricos combinam uma boa rigidez lateral com ductilidade.

2.1.3. PÓRTICOS DE LIGAÇÕES RÍGIDAS

Os pórticos de ligações rígidas privilegiam a formação de rótulas plásticas nas vigas e não em pilares (filosofia pilar forte viga fraca), caso contrário pode levar ao colapso prematuro da estrutura por mecanismo de andar, sendo a única excepção a base dos pilares térreos onde se podem formar rótulas plásticas.

Devido ao alastrar de plasticidade em altura, os pórticos de ligações rígidas possuem uma elevada ductilidade patente no seu valor de q . No entanto o que em ELU é uma vantagem em utilização, é gravoso e devido à sua baixa rigidez lateral devem ser verificadas as deformações laterais de forma a não se verificarem efeitos P-Delta consideráveis e danos em elementos não estruturais.

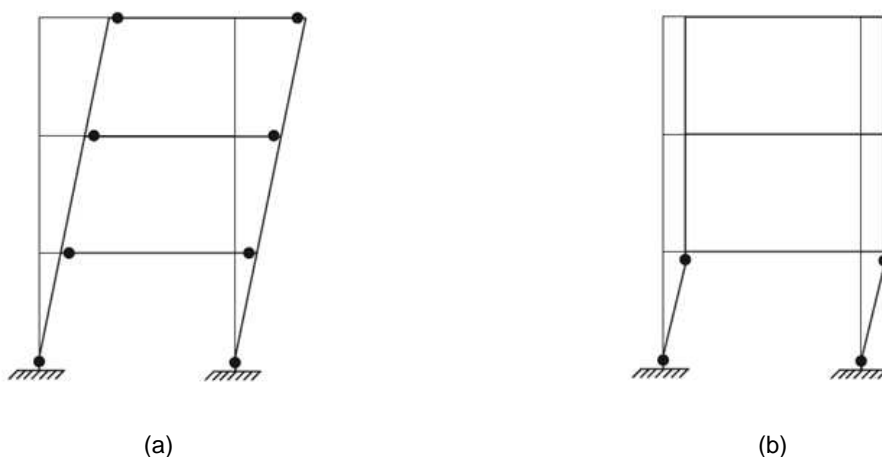


Fig. 2.4 Comportamento de pórtico de ligações rígidas com comportamento de pilar forte viga fraca (a) e pilar fraco e viga forte (b)

O EC8 baseia-se no conceito pilar forte viga fraca permitindo apenas rótulas plásticas na base e no topo do edifício. O EC8 permite a localização das zonas dissipativas nas ligações. As regras para os pórticos de ligações rígidas estão presentes essencialmente no capítulo 6.6 do EN 1998-1.

Para garantir a formação de rótulas plásticas nos elementos estruturais, atingindo-se o momento plástico e capacidade de rotação adequada, devem-se verificar que estes não têm esforços de compressão e corte restritivos, dessa forma limita-se:

- O momento aplicado (M_{ed}) que não pode ser superior ao momento resistente plástico ($M_{pl,Rd}$), $M_{ed}/M_{pl,Rd} \leq 1.0$;
- O esforço axial aplicado (N_{ed}) que não deve ser superior a 15% do esforço axial máximo resistente ($N_{pl,Rd}$), $N_{ed}/N_{pl,Rd} \leq 0.15$;
- O esforço transversal aplicado (V_{ed}) que não pode ser superior ao esforço de corte resistente plástico ($V_{pl,Rd}$), $V_{ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5$; no qual $V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \leq V_{ed}$, a primeira parcela é referente à parcela gravítica e a segunda às componentes do momento na viga.

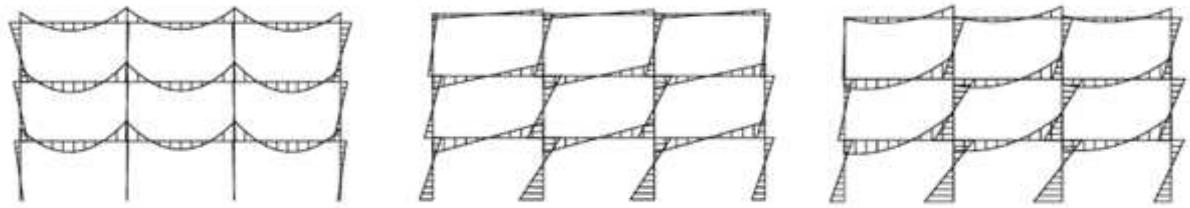
De acordo com a secção 6.6.3, os pilares devem resistir à combinação mais desfavorável de M_{Ed} e N_{Ed} , baseados em:

$$M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Ov}\Omega M_{Ed,E} = M_{Ed} \quad (2.2)$$

$$N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Ov}\Omega N_{Ed,E} = N_{Ed} \quad (2.3)$$

onde Ω é a mínima resistência excedente nas vigas ligadas; $M_{Pl,Rd}/M_{Ed,i} = \Omega$.

Os parâmetros $M_{Ed,G}$ e $M_{Ed,E}$ são os momentos flectores na combinação sísmica, devido a acções gravíticas e forças sísmicas laterais, de acordo com a Fig. 2.5.



(a) Carregamento Vertical ($M_{Ed,G}$)

(b) Carregamento lateral ($M_{Ed,E}$)

(c) $M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$

Fig. 2.5 Momentos devido a carregamentos verticais (a), lateral (b) e em situação sísmica (c)

O parâmetro de resistência adicional adoptado no EC8, não tem em conta a correcta influência das cargas gravíticas no comportamento do sismo, que pode ser crítico em pórticos dominados por cargas gravíticas (por exemplo, pórticos de grandes vãos), onde a resistência da viga pode ser subestimada. O problema da interpretação de Ω , prende-se com a sua aplicação isolada ou em combinação com a capacidade adicional que tem o rácio das resistências do pilar e da viga limitado a 1.3.

Os critérios de deformação são estipulados no EC8, mas como esperado em pórticos metálicos, são especialmente restritivos dada a sua flexibilidade que restringe o seu dimensionamento. Os requisitos de deformação relativos a efeitos de segunda ordem e deformações entre pisos são estipulados nas secções (4.4.2.2) e (4.4.3.2) do EN 1998-1.

Os efeitos de segunda ordem são controlados graças à limitação de deslocamentos entre pisos em serviço, expressos pelo coeficiente:

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \quad (2.4)$$

onde P_{tot} é o esforço axial ao nível do piso; d_r o deslocamento lateral só devido às forças horizontais amplificados de q ($d_e \times q$), V_{tot} as forças horizontais ao nível do piso e h a altura do piso.

Se $\theta \leq 0.1$, então os efeitos de segunda ordem são ignorados. Enquanto se $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ estes efeitos são tidos em conta com amplificação das forças horizontais por $1 / (1 - \theta)$.

Em serviço d_r , é limitado em proporção à altura tal que:

$$d_r \leq \psi h \quad (2.5)$$

onde ψ é sugerido como [0.5;0.75; 1.0] % consoante a proporção de danos pretendida como corte, ductilidade e não interferência com elementos não estruturais. Já ψ é um factor redutor que tem em

conta a frequência dos sismos associados ao estado de serviço, compreendido entre [0.4-0.5] dependendo da classe de importância das estruturas.

Os pórticos de ligações rígidas são dimensionados com ligações rígidas de resistência total, materializados através de uma configuração totalmente soldada ou soldada e aparafusada. Geralmente o dimensionamento típico das ligações assegura o sobredimensionamento destas provocando a formação de rótulas plásticas nas zonas dissipativas (vigas).

No entanto a fiabilidade das ligações de resistência total foi posta em causa pela extensão de danos verificados nos sismos dos anos 90, nomeadamente nos sismos de Northridge de 1994 e de Hyogo-ken Nanbu (Kobe) de 1995. Os danos verificados ocorreram principalmente nos EUA, sendo a principal anomalia as ligações soldadas falharem por requisitos de ductilidade, tal como se pode ver na Fig. 2.6.



(a) Fractura da soldadura no banzo inferior

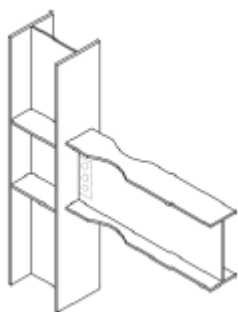


(b) Expansão da fractura na secção estrutural

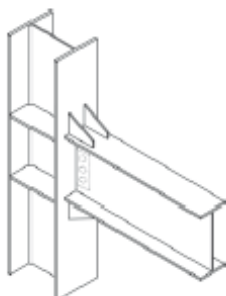
Fig. 2.6 Exemplos de danos em ligações de pórticos de ligações rígidas

Os defeitos apontados foram na solda e no aço uma vez que devido aos processos de soldadura, houve uma concentração de tensões, devido a tensões residuais causadas por um arrefecimento da soldadura rápido que originou fenómenos de fadiga devido às rotações excessivas e efeitos de escala.

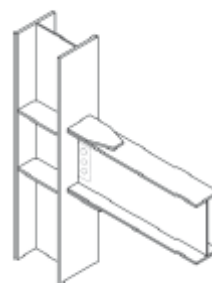
A resistência adicional de uma ligação pode ser conseguida através da colocação de esquadros, cobrejuntas ou chapas laterais (Fig. 2.7). Esta também pode ser conseguida com uma redução dos banzos na viga nas imediações da viga, furando os banzos e as almas, geralmente dimensionados baseados em tabelas ou protótipos.



(a) Ligação com redução dos banzos (RBS ou osso de cão)



(b) Ligação com esquadro de reforço



(c) Ligação com chapa cobrejunta

Fig. 2.7 Exemplos esquemáticos de ligações modificadas

A influência do painel da alma do pilar, tem repercussões na ductilidade e nas zonas dissipativas, tal como no comportamento global do pórtico (Castro, 2005).

A formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, é acompanhado de uma plastificação geral da alma do pilar, tal como das componentes envolventes. Esta extensão das zonas plásticas entre a alma do painel e as vigas depende das cargas verticais aplicadas na viga. Ao permitir uma plastificação do painel da alma reduzem-se por um lado as rotações plásticas na viga e por outro, aumenta-se a distorção dos painéis que pode ser excessiva, prejudicando o comportamento da ligação, principalmente se esta for soldada.

A Secção 6.6.3 do EN 1998-1 obriga o painel da alma a resistir ao corte e encurvadura. A resistência plástica ao corte da viga ($V_{wp,Ed}$), não deve exceder a resistência ao corte e encurvadura do painel da alma do pilar ($V_{wp,Rd}$), $V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$. Para contrariar este problema podem ser adicionadas chapas à alma do pilar para fornecer resistência adicional.

As ligações mistas soldadura/aparafusada são economicamente mais vantajosas quer na fabricação quer na produção assegurando um melhor comportamento sob acções dinâmicas, continuando no entanto a ser pouco utilizadas por dois motivos:

- Devido à sua menor rigidez, têm deformações excessivas sob cargas estáticas, sendo estas deformações em acções dinâmicas geralmente menores comparativamente às ligações soldadas.
- Pouca informação disponível relativa ao comportamento histerético e ductilidade das ligações parciais.

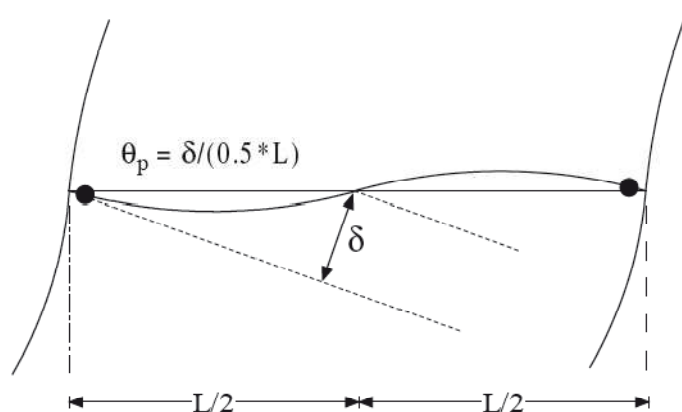
Foram introduzidas algumas modificações na última revisão do EC8. Se a estrutura for dimensionada para dissipar energia nas vigas, as ligações dever ser dimensionadas para o momento plástico resistente efectivo das vigas adjacentes.

As ligações semi-rígidas e parcialmente resistentes são permitidas de acordo com a secção 6.6.4 do código se forem cumpridos os seguintes requisitos:

- As ligações possuem capacidade rotação consistentes com deformação global
- Os elementos do pórtico estáveis em ELU
- A deformação da ligação é avaliada numa análise não linear

Para todas as ligações totalmente ou parcialmente resistentes, o EC8 obriga a assegurar uma rotação plástica das vigas (θ_p), nas estruturas DCH $\theta_p \geq 35\text{mrad}$ e para DCM $\theta_p \geq 25\text{mrad}$ (com $q > 2$).

A rotação é calculada por $\theta_p = \delta/0.5L$, onde δ é o deslocamento a meio vão atingido sob cargas cíclicas tal como se vê na Fig. 2.8. Nas análises deve-se demonstrar que θ_p é atingido sem uma redução superior a 20% na rigidez e resistência, nem que a contribuição da distorção do painel da alma não seja superior a 30% de θ_p . Nos pilares é necessário, caso seja adoptada uma ligação de resistência parcial, verificações de dimensionamento pelo elo mais fraco, que são só feitas na ligação e não na viga.

Fig. 2.8 Estimativa da rotação plástica θ_p

2.2. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS

2.2.1. INTRODUÇÃO

Apesar dos métodos de análise dinâmica terem evoluído bastante nas últimas décadas, continua a existir uma forte necessidade de avaliação experimental do desempenho estrutural. Isto é particularmente verdade quando a estrutura responde inelasticamente e/ou inclua elementos cujo comportamento é fortemente dependente da deformação. Pretende-se apresentar um breve resumo dos desenvolvimentos mais recentes em métodos experimentais de ensaios dinâmicos.

Existe uma grande variedade de métodos para ensaios dinâmicos de estruturas. Quando apenas as propriedades modais de uma estrutura são necessárias, são geralmente suficientes níveis muito baixos de excitação. Estes podem ser fornecidos por fontes exteriores tais como o vento ou tráfego (Brownjohn et al., 1987) ou por meio de dispositivos que conferem um maior grau de controlo, tais como excitadores de massas excêntricas (Severn et al., 1980) ou excitadores electrodinâmicos (Pavic, 1999). Quando a resposta estrutural de um determinado tipo de carregamento dinâmico é requerida, então é provável que seja necessário equipamento mais sofisticado. No campo da engenharia sísmica os métodos experimentais mais utilizados são os seguintes (Booth, 1998; Carvalho, 1998):

- (i) Ensaios cíclicos, que são amplamente utilizados para determinar o desempenho dos materiais e os elementos sob inversão de cargas cíclicas que ocorrem durante tremores de terra, embora não representem totalmente o comportamento dinâmico do modelo.
- (ii) Ensaios mesa sísmica, proporcionam um carregamento dinâmico real. Requer geralmente a utilização de modelos em escala reduzida, embora existam algumas mesas que possuem a capacidade de aplicar movimentos sísmicos na base para estruturas de grande escala.
- (iii) Ensaios pseudo-dinâmicos, em que as cargas são aplicadas numa escala de tempo extensa, com o comportamento dinâmico da estrutura monitorizado computacionalmente. É uma alternativa amplamente usada em relação aos ensaios em mesa sísmica.
- (iv) Mais recentemente, uma variedade de métodos em tempo real têm sido desenvolvidos. Tal como os ensaios pseudo-dinâmicos, estes usam uma combinação de testes físicos e modelação numérica, mas a parte experimental do processo é realizada a um ritmo tal que permite que a amostra possa responder dinamicamente.
- (v) Matrizes de cargas explosivas são ocasionalmente usadas para simular acelerações sísmicas no terreno em larga escala (al Kitada al., 2000).

- (vi) Ensaio de centrifugação dinâmico usado para modelar problemas geotécnicos e a interacção solo-estrutura.

Destes métodos, (i) não envolve dinâmica, (v) é uma abordagem raramente utilizada, e (vi) é usado principalmente na análise de solos. Apresenta-se de seguida uma breve introdução aos ensaios de mesa sísmica, ensaios pseudo-dinâmicos e ensaios dinâmicos em tempo real tal como os mais recentes desenvolvimentos nestas três áreas.

2.2.2. MESAS SÍSMICAS

As mesas sísmicas foram usadas inicialmente para simular cargas sísmicas sobre estruturas em 1940 e o seu uso tem sido difundido desde a década de 60. O princípio básico é muito simples: um modelo de uma estrutura é montado sobre uma plataforma rígida, que está a ser excitada, de modo a aplicar o movimento de base pretendido. Supondo que a precisão deste movimento de base é elevada, consegue-se uma medição correcta das forças de inércia geradas em toda a estrutura, tal como as respostas a estas forças. Nos primeiros ensaios, foram utilizados quadros perfilados para a excitação, mas todas as mesas modernas usam macacos hidráulicos.

Há vários desafios a serem superados para realizar um ensaio preciso em mesa sísmica. A reprodução fiel do movimento desejado requer equipamentos de controlo sofisticados de alta qualidade. A questão da escala também deve ser cuidadosamente tratada, uma vez que normalmente não é possível ensaiar estruturas de grande escala.

2.2.2.1. Componentes de uma mesa sísmica

As mesas sísmicas apresentam uma ampla variedade de tamanhos e configurações. A maioria das mesas tem como objectivo proporcionar ensaios económica e razoavelmente realistas em modelos em escala reduzida. Um exemplo de uma mesa relativamente pequena é a da Universidade de Bristol, no Reino Unido (Blakeborough et al., 1986), que tem uma área em planta de 3 m x 3 m, e pode suportar uma carga máxima de 10 t. Mesas maiores geralmente têm áreas de plataforma de 6 m x 6 m, e capacidades na faixa de 50 t (por exemplo, Berkeley, E.U.A.) para 100 t (por exemplo, CEA Saclay, França).

Recentemente, no Japão, algumas instalações muito grandes e caras têm sido construídas, na tentativa de evitar os problemas de escala associados ao comportamento dinâmico não linear. Até à data isso tem sido conseguido à custa da redução do número de graus de liberdade controlados. Por exemplo, a mesa de Tsukuba (Minowa et al. 1996) tem uma área de 15 m x 14,5 m e uma capacidade de 500 t, mas permite controlar o movimento somente numa direcção horizontal.

No entanto, a mesa sísmica da cidade de Miki, utilizada no ensaio estudado nesta tese, permite testes tridimensionais executados em escala real. A mesa sísmica “E-Defense” é o maior simulador sísmico do mundo, foi inaugurada pelo “Natural Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention of Japan (NIED)” no dia 15 de Janeiro 2005. A E-Defense tem as dimensões em planta de 20X15m. Tem uma capacidade máxima de 12000kN e pode atingir acelerações máximas nas direcções em X & Y de 900cm/s² e de 150cm/s² na direcção Z.



Fig. 2.9 Mesa sísmica “E-Defense”

Os principais elementos do sistema da mesa são a própria plataforma e os macacos que a excitam. A plataforma deve ser suficientemente rígida para que não responda dinamicamente, de modo a transmitir o movimento de entrada à estrutura com a menor perturbação possível. Há uma gama variada de modelos que têm sido utilizados: a mesa de Berkeley é uma laje de betão pré esforçada, enquanto a mesa de Bristol é uma pirâmide invertida em alumínio fundido (Blakeborough, 1986). É exigida alta capacidade ao equipamento hidráulico para conduzir a grande massa da mesa e o protótipo do ensaio no ritmo pretendido. A magnitude do sismo que pode ser reproduzido normalmente é limitada pela sua velocidade máxima, uma vez que esta está directamente relacionada com a taxa de fluxo de óleo que pode ser fornecido pelo sistema de bombeamento e válvulas. Para as mesas convencionais os macacos e válvulas necessários estão bem dentro da tecnologia corrente. No entanto, para a mesa sísmica em estudo da cidade Miki foi exigido o desenvolvimento de nova postura e pressão sistemas de vedação, bem como válvulas capazes de fornecer fluxos de 15 000 l/min (Ogawa, 2000).

Quando o controlo activo não é fornecido em todos os eixos, as restrições físicas são necessárias para impedir o movimento nos graus de liberdade indesejados. No entanto, existe um risco de que tais sistemas de retenção venham afectar o movimento nas direcções activamente controladas. A tendência actual, portanto, é fornecer um controlo activo de todos os seis graus de liberdade, mesmo embora em muitos casos, o objectivo passe por anular o movimento nas várias direcções. Uma excepção notável é a mesa sísmica do LNEC, que permite um controlo activo apenas dos três eixos de translação, com um sistema de tubos de grande binário usado para impedir os movimentos de rotação (Bairrão & Vaz, 2000).

2.2.2.2. Escala

A menos que a mesa sísmica seja muito grande, devem ser utilizados os modelos estruturais de escala reduzida, o que faz com que as dificuldades em assegurar uma reprodução dinâmica do modelo boa.

O número de Cauchy pode ser convenientemente expresso através de dois parâmetros. O número de Cauchy é a relação entre as forças de inércia dinâmicas F_i e as forças elásticas F_e , onde ρ a densidade,

v é a velocidade e E é o módulo de Young. O número de Cauchy é a relação entre a inércia e as forças de gravidade,

$$\frac{F_i}{F_e} = \frac{\rho v^2}{E} \quad (2.6)$$

$$\frac{F_i}{F_g} = \frac{v^2}{Lg} \quad (2.7)$$

onde L é o comprimento e g é a aceleração gravítica. Na maioria dos casos é desejável que tanto aos números de Cauchy e Froude do modelo em jogo correspondam aos valores do protótipo (Severn 1997). As consequências mais importantes dessa correspondência são que o factor de escala da massa deve ser o inverso do factor de escala de comprimento e que o factor de escala do tempo deve ser a raiz quadrada do factor de escala de comprimento. Por exemplo, um modelo à escala 1 para 4 exigirá um aumento de quatro vezes na massa específica e uma redução da escala de tempo. A compressão dos resultados na escala de tempo resulta num aumento da frequência na introdução do registo sísmico que podem ser difícil de alcançar, de modo que é muitas vezes necessário este compromisso.

Mesmo quando a ρ e a L podem ser satisfeitas, é muitas vezes difícil ter confiança na extrapolação da resposta dinâmica não linear de escala, especialmente para problemas sensíveis à escala, tais como ligações em estruturas de metálicas ou de zonas de ancoragem em betão armado. Esta falta de confiança foi o principal motivo para o desenvolvimento de uma série de grandes mesas sísmicas no Japão mencionadas anteriormente.

2.2.2.3. Aspectos de controlo

Qualquer que seja o equipamento mecânico usado, este provoca algumas modificações no sinal de entrada. Um controlo sofisticado deste é necessário para compensar esta modificação, de modo a garantir que a mesa reproduza com precisão o sinal pretendido.

A estratégia tradicional de controlo é mostrada na Fig. 2.10 (a) (Severn, 1997). Um algoritmo cinemático inverso converte os deslocamentos desejados na mesa em sinais nas n movimentações dos macacos. Normalmente oito actuadores são usados para uma mesa de seis eixos, de modo que o indivíduo deve realizar uma transformação de seis graus de liberdade para oito. Cada actuador é então controlado por um controlador linear usando feedback de posição do actuador, velocidade ou aceleração. Estas operações são realizadas em tempo real enquanto o ensaio decorre. Nos últimos anos, algumas modificações foram feitas para a presente abordagem. Por exemplo, muitos sistemas de controlo actuais fornecem controlo do circuito fechado directamente sobre os graus de liberdade da mesa sísmica, em vez de o fazer nos actuadores individualmente. Além disso, muitos controladores usam agora três variáveis de controlo, no qual o parâmetro de feedback é uma combinação ponderada de posição, velocidade e aceleração. Estas mudanças melhoraram a fidelidade com que o movimento desejado é reproduzido. No entanto, o uso de um controlador linear com ganhos fixos continua a ser uma limitação importante por duas razões. A primeira é que o controlador linear requer o conhecimento das propriedades do sistema a ser controlado. No entanto, as propriedades do sistema da mesa sísmica (de que o teste modelo em si constitui uma parte substancial) geralmente não são conhecidas com um grau de elevada precisão. Para ultrapassar este problema, um procedimento iterativo correspondente deve ser realizada para fora antes do início do teste, em que o sinal aplicado é ajustado mantendo a amostra no regime linear, até que o movimento da mesa desejado seja alcançado o que normalmente leva alguns minutos. A segunda, mais grave, é que o controlador linear baseia-se

no pressuposto de que o sistema a ser controlado pode ser representado por uma equação linear constante no tempo. O sistema de vibração da mesa é susceptível de ser não linear, especialmente se o modelo sofre danos durante o ensaio. Qualquer dano provocado no modelo terá como resultado uma alteração nos parâmetros de controlo e estes deixam de ser os ideais, assim o movimento desejado não é fielmente reproduzido.

Uma maneira de ultrapassar estas limitações é a utilização de controladores adaptativos, em que os ganhos podem ser actualizados a cada intervalo de amostragem para explicar as alterações dinâmicas.

As recentes tentativas de aplicar tecnologia de controlo adaptativo para as mesas sísmicas têm-se centrado no algoritmo de controlo de síntese mínimo (MCS) (Stoten & Benchoubane, 1990). Esta é uma forma particularmente interessante de criar um controlador adaptável, uma vez que não exige a identificação dinâmica do sistema controlado (ou antes de iniciar um teste ou online), e é bem adaptada para uso como uma estratégia de ajuste retardado em torno de controladores existentes.

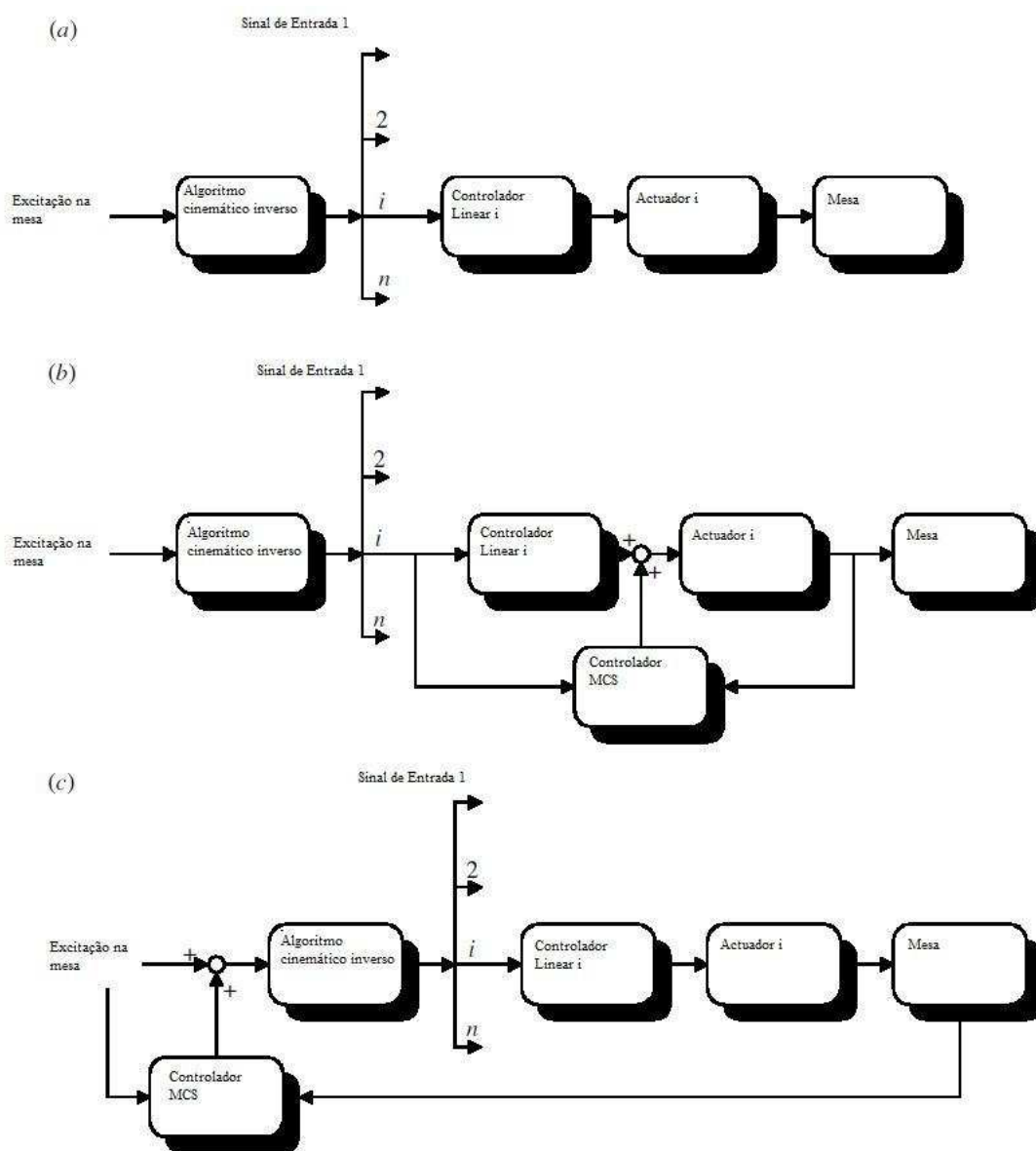


Fig. 2.10 Estratégias de controlo na mesa sísmica

O MCS pode ser usado para controlar uma mesa sísmica numa de duas maneiras. A Fig. 2.10 (b) mostra a implementação do ciclo interno no qual o controle MCS é aplicado directamente a cada actuador. O sinal de unidade do actuador e de saída são alimentados com o algoritmo MCS, que gera um sinal de controlo que é adicionado ao sinal de controlo normal. A Fig. 2.10 (c) mostra a abordagem alternativa de circuito externo, que é geralmente mais fácil de implementar em mesas existentes, onde o acesso directo aos actuadores não está disponível. Neste caso o algoritmo MCS compara a demanda geral da mesa com o quadro actual do movimento e o sinal de saída de controlo que é adicionado ao sinal de acção. Isso é semelhante para o procedimento de escolha convencionalmente utilizado para mesas controladas, mas agora é realizado em tempo real, sem a necessidade de iteração no início de um teste. Stoten & Gomez (2001) demonstraram que tanto as configurações de circuitos internos como externos têm resultado em melhorias substanciais na precisão com que o movimento do sinal é aplicado à mesa.

2.2.3. ENSAIO PSEUDO-DINÂMICO (PSD)

O ensaio pseudo-dinâmico, também conhecido como teste on-line, foi desenvolvido no âmbito do programa sísmico de cooperação entre E.U. e Japão no início de 1980 (Mahin Shing & 1985; Takanashi e Nakashima 1987). O ensaio PSD é um método híbrido, em que os deslocamentos estruturais devido ao sismo são calculados numericamente através de um processo de integração gradual e aplicados quase estaticamente ao modelo. As forças resistentes resultantes são medidas e enviadas ao modelo computacional, como parte da entrada para a etapa seguinte do cálculo. Os ensaios normalmente executado numa escala de tempo extensa da ordem de 100 vezes da actual escala de tempo do sinal (Mahin et al. 1989). Isto é vantajoso na medida em que simplifica o equipamento necessário e permite a inspecção da estrutura ensaiada entre as etapas de carga. Contudo, este tipo de ensaio tem uma grande desvantagem, já que todo o comportamento dependente do tempo não é incluído.

Como o ensaio pseudo-dinâmico permite um ensaio dinâmico realista, sem a necessidade de actuadores electrónicos dinâmicos ou fluxos muito altos de óleo do circuito hidráulico, tornando testes em escala real viáveis, desde que estejam disponível um piso suficientemente grande e uma forte reacção da parede.

Um exemplo de uma instalação desse tipo é o laboratório ELSA da Comissão Europeia (JRC) em Ispra, que inclui uma parede de 16 m de altura capaz de resistir a um corte na base de 20 MN e um momento de flexão de 200 MN.m (Al Donea et al. 1996).

A maioria dos ensaios PSD realizados até agora têm sido unidireccionais. No entanto, trabalhos recentes têm demonstrado a viabilidade da realização de testes multidimensionais (Thewalt & Mahin, 1995; Molina et al., 1999).

2.2.3.1. Ensaios PSD com subestruturação

Quando o comportamento da estrutura se figura não linear e imprevisível, motiva a realização de ensaios localizados. O ensaio PSD com subestruturação desenvolvido por Takanashi & Nakashima (1987) e Mahin (1989), foi refinado por investigadores do JRC em Ispra (Buchet & Pegon, 1994).

Na subestruturação, o modelo físico é construído apenas nas partes onde é esperado comportamento não linear, com o modelo numérico de apoio. A Fig. 2.11 mostra o circuito de controlo fechado. Num pórtico metálico contraventado concêntrico, as barras encontram-se ligadas desde os nó viga pilar ao

meio vão do piso seguinte. Desta forma interessa estudar o comportamento do nó onde as barras se intersectam, cujo comportamento não linear domina comportamento global da estrutura. O ensaio começa analisando o comportamento do modelo numérico ao primeiro instante do sinal sísmico, então o deslocamento calculado é aplicado à estrutura, onde as forças resultantes são medidas por células, então uma nova matriz de rigidez é calculada e com isso novo deslocamento para o segundo incremento prosseguindo este ensaio desta forma.

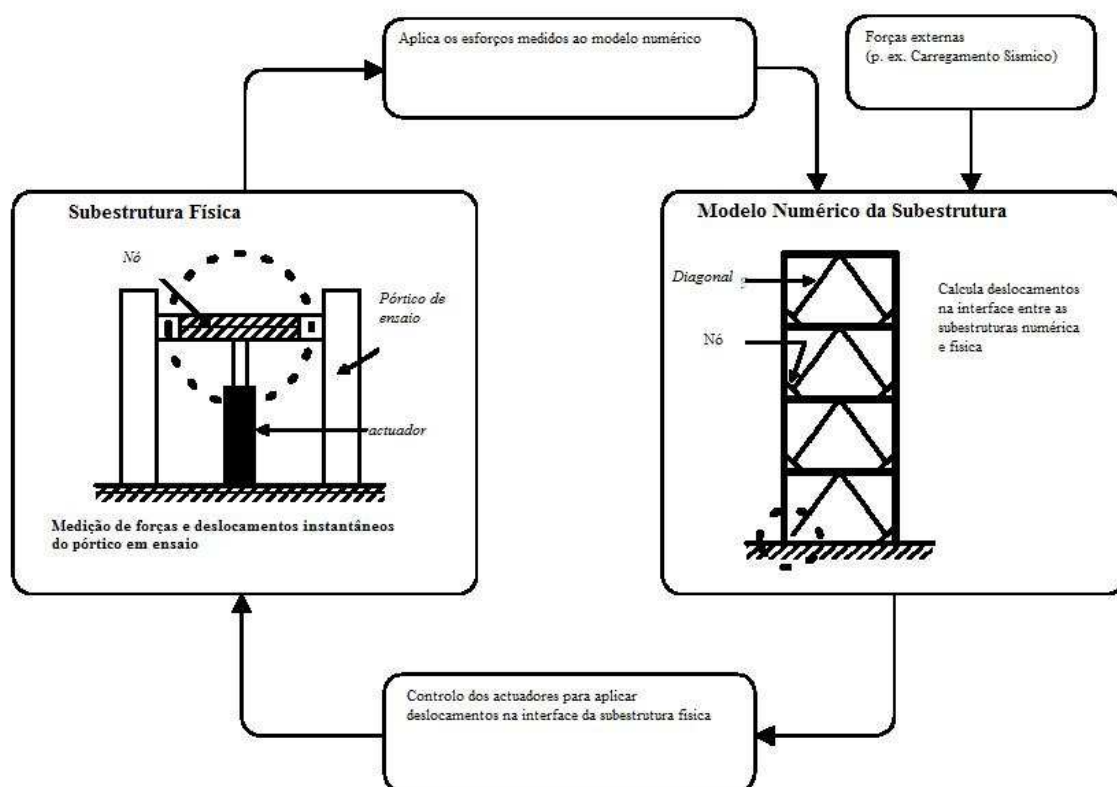


Fig. 2.11 Ciclo de ensaio de subestrutura

Numa estrutura com vários graus de liberdade este comportamento só é válido para um curto período de tempo, uma integração explícita requer intervalo de tempo muito pequenos tornando o teste impraticável. O uso de operador com separadores mistos implícitos e explícitos é recomendado. Outro problema é a determinação do coeficiente de amortecimento viscoso, resolvido correntemente com o amortecimento de Rayleigh baseado nas matrizes de rigidez e massa iniciais. No entanto Pegon (1996) demonstrou que a inclusão proporcional à matriz de massa não dá uma correcta equivalência entre acelerações absolutas numa estrutura excitada na base. Este problema é mais problemático em sinais assíncronos (para pontes de longos vãos p/ ex.), onde formulações do amortecimento mais elaboradas são recomendadas.

2.2.4. ENSAIO EM TEMPO REAL

A necessidade de realizar ensaios estruturais em tempo real é fundamental especialmente quando a velocidade a que é feito o carregamento é importante para a resposta da estrutura. Este efeito é importante para estruturas de betão armado e, em menor medida, para estruturas de metálicas, sendo

no entanto cruciais para o desempenho de muitos dos dispositivos de dissipação, como amortecedores, rolamentos de borracha (apoios em neoprene) e elementos de fricção, que foram desenvolvidos para reduzir a resposta estrutural sísmica.

Nestes casos, a expansão da escala de tempo utilizado em testes PSD é problemática. Esta dificuldade foi reconhecida e parcialmente tratada pelo uso de ensaios rápidos contínuos PSD (Takanashi & Nakashima, 1987; Casciati & Magonette 1999), em que a velocidade a que é feito o carregamento é aumentada em relação a um teste normal PSD e o período de espera eliminado. No entanto, isso não captura totalmente o comportamento que é dependente da rapidez do carregamento, pois as velocidades correctas ainda não foram determinadas. As mesas sísmicas podem fornecer ensaios em tempo real, no entanto, esta vantagem é frequentemente prejudicada por problemas de escala associados. Atenção especial tem sido, portanto, centrado no desenvolvimento de métodos de ensaio em tempo real para as estruturas integrais ou em grande escala, ou elementos estruturais.

Duas abordagens possíveis foram tentadas. Testes de subestruturas em tempo real, que é essencialmente uma versão rápida da subestrutura abordagem ao teste do PSD, enquanto o teste de força efectiva utilizam actuadores que operam sob controlo de força para aplicar o sinal sísmico em tempo real.

2.3. MODELOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

2.3.1. INTRODUÇÃO

O método dos elementos finitos (MEF) (a sua aplicação prática, é muitas vezes conhecida como análise de elementos finitos) é uma técnica numérica para encontrar soluções aproximadas de equações diferenciais parciais (EDP), bem como de equações integrais. A abordagem da solução é baseada tanto na eliminação da equação diferencial completa (problemas de estado estacionário), ou tornando o EDP num sistema de aproximação de equações diferenciais ordinárias, que são integradas numericamente usando técnicas padrão, tais como o método de Euler ou Runge-Kutta.

Na resolução de equações diferenciais parciais, o principal desafio é criar uma equação que se aproxima à equação a ser estudada, mas que seja numericamente estável, o que implica que os erros na introdução de dados entrada e cálculos intermédios não se acumulem na solução resultante e sejam insignificantes quando comparados com a solução exacta ou real. Há muitas maneiras de fazer isso, com todas as vantagens e desvantagens. O Método dos Elementos Finitos é uma boa escolha para a resolução de equações diferenciais parciais sobre domínios complicados (dinâmica, instabilidade geométrica, influencia das tensões residuais numa ligação rígida de soldadura), quando as mudanças de domínio (como durante a acção de um incêndio numa estrutura, com variação da lei material constitutiva com a temperatura), quando a precisão desejada varia sobre todo o domínio, ou quando a solução carece de precisão. Por exemplo, na simulação de uma análise pushover monotónica, é possível aumentar a precisão de áreas importantes como as zonas dos nós de ligação viga pilar onde se prevê que se formem zonas de plasticidade, que alterem o comportamento global do edifício, reduzindo o seu tempo de computação das partes intermédias das barras, a meio vão (reduzindo assim o tempo da simulação).

A variedade de especializações no âmbito das várias disciplinas de engenharia (como a aeronáutica, biomecânica, mecânica e civil) geralmente usa MEF integrada na concepção e desenvolvimento dos seus produtos. Vários pacotes modernos de MEF incluem componentes específicos como térmica, electromagnetismo, mecânica dos fluidos e estrutural nos ambientes de trabalho. Numa simulação

estrutural, o MEF dá uma grande ajuda na reprodução de rigidez e visualizações dos esforços, minimizando o peso, materiais e custos associados ao projecto.

O MEF permite a visualização detalhada das estruturas e das suas deformações, e indica a distribuição de tensões e deslocamentos. O software MEF fornece uma ampla gama de opções de simulação para controlar a complexidade tanto da modelação como da análise de um sistema. Da mesma forma, o nível desejado de precisão exigida e os requisitos inerentes ao tempo computacional podem ser geridos em simultâneo para resolver a maioria das aplicações de engenharia. O MEF permite que várias soluções sejam testadas, refinadas e optimizadas antes mesmo do projecto ser esboçado.

Esta poderosa ferramenta de análise melhorou significativamente tanto o padrão de projectos de engenharia, como a metodologia do processo de análise em diversas aplicações industriais. A introdução da MEF diminuiu substancialmente o tempo necessário para levar os produtos desde o conceito até a linha de produção. É sobretudo através do protótipo inicial melhorado por desenhos utilizando MEF que os testes e o desenvolvimento têm sido acelerados. Em suma, os benefícios de incluir MEF precisos, e melhoram a análise sobre os parâmetros de concepção crítica, em modelos virtuais, criando menos protótipos físicos, acelerando um ciclo de projecto e mais económico, o que aumenta a produtividade e receitas.

2.3.2. TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS

Há três tipos de elementos existentes para modelar qualquer estrutura, são eles os elementos unidimensionais, os elementos bidimensionais e os elementos de volume.

2.3.2.1. Elementos unidimensionais

Entre os elementos unidimensionais mais utilizados estão os elementos de barra e os elementos de viga. Os elementos unidimensionais são ideais para modelar estruturas em que há uma dimensão muito maior que outra e a hipótese das secções planas seja válida em todo o seu domínio.

Os elementos de barra transmitem apenas forças axiais, enquanto elementos de viga também podem transportar forças transversais e momentos flectores, o que significa que os nós dos elementos de barra só têm graus de liberdade de translação, enquanto os nós de elementos de viga também têm graus de liberdade rotacionais.

As vigas podem ser completamente encastradas numa extremidade, já as treliças são sempre articuladas nas extremidades

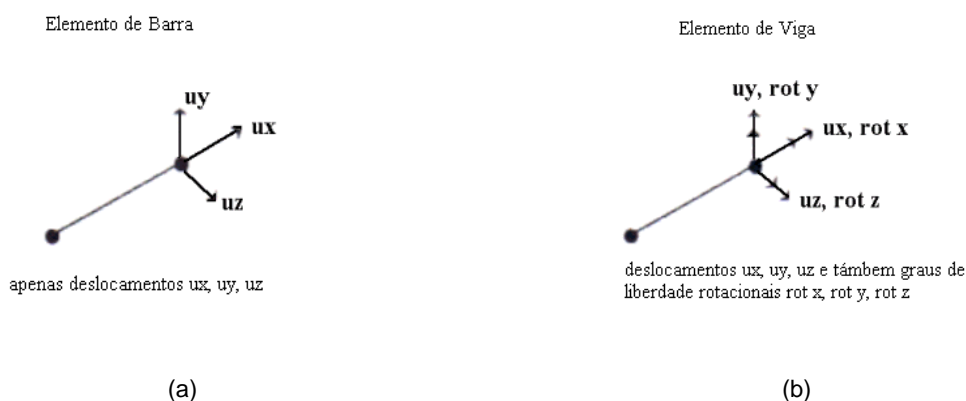


Fig. 2.12 Elementos de barra (a) e viga (b)

Os elementos unidimensionais são utilizados para modelação de guindastes, postes, cabos, molas e outras estruturas treliçadas. Também são usados como conectores e suportes de elementos de viga podendo modelar quase todas as estruturas com malhas muito simples, desde que a secção transversal seja regular e a área da secção e os momentos de inércia possam ser determinados. Podem mesmo ser utilizados para modelar estruturas lineares ou pontuais complexas, tais como lajes colaborantes, sendo que são necessários três tipos elementos para modelar o perfil metálico, a laje e a interacção existente entre estes, ou mesmo zonas do painel da alma de um pilar, constituído por um quadrilátero articulado com uma mola a ligar uma diagonal para representar a deformação por corte desta zona.

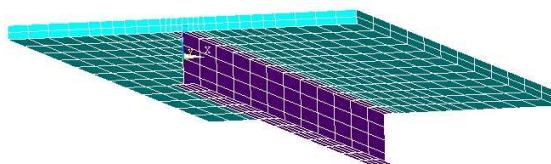


Fig. 2.13 Modelação de viga mista com elementos de fibra (Castro, 2006)

Caso contrário, as propriedades da secção transversal devem ser estimadas ou a estrutura deve ser modelada com elementos de casca ou de elementos de volume.

Uma vez que os elementos de viga são representadas como linhas, a orientação da secção não se vê na generalidade dos programas de cálculo não comerciais, devendo ser controlados de outra maneira pelo usuário.

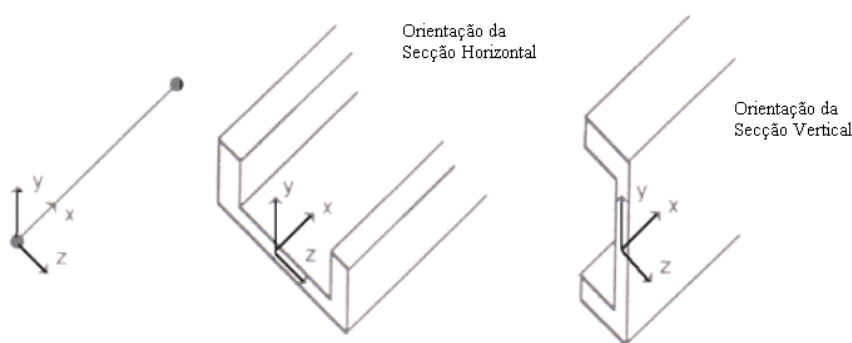


Fig. 2.14 Exemplos de orientações de uma secção

Podem-se aplicar aos elementos uma série de acções tais como: forças concentradas; forças distribuídas pelo elemento; colocar apoios rígidos ou elásticos ou mesmo elementos assentes em meio elástico.

Os elementos unidimensionais são uma forma rápida de se modelarem as estruturas correntes caso se tenham em consideração as seguintes recomendações (Azevedo, 2003):

- Colocar vários elementos num alinhamento é boa prática se se quiser obter uma deformada precisa, elementos com um comprimento igual a uma das menores dimensões transversais do elemento.
- A razão entre a maior dimensão e as restantes deve ser no mínimo de 10 para 1 caso contrário podem aparecer efeitos de flexão transversal passíveis de alterar o comportamento global da estrutura; (tais como o shearlag).

- c) Descontinuidades de rigidez em estruturas devem ser alvo de atenção e modelação distinta caso necessário, (tais como zonas de ligação aparafusadas com leis momento curvatura variável e distinta dos elementos que une).

Os elementos unidimensionais apresentam-se como elementos bastante multifacetados e caracterizadores de comportamentos complexos de elementos lineares, planos ou mesmo tridimensionais desde que o utilizador esteja sensibilizado para os fenómenos que possam alterar o comportamento.

2.3.2.2. Elementos bidimensionais

Há uma variedade de elementos bidimensionais donde se irá destacar três tipos, os planos, placa e casca.

Estruturas tridimensionais que são constituídas por superfícies com pouca espessura (lajes) são ideais para aplicação de elementos de casca.

Os elementos bidimensionais são utilizados em estruturas planas: para simular o estado plano de deformação, tensão ou axissimétrico.

Os elementos bidimensionais são utilizados para estruturas 3-D para modelar: chapas metálicas e estruturas laminares.

Os elementos planos (também designados por membranas) podem carregar e transmitir forças apenas no seu plano (análogos às barras) e são normalmente usados para estado plano de tensão e de deformação.

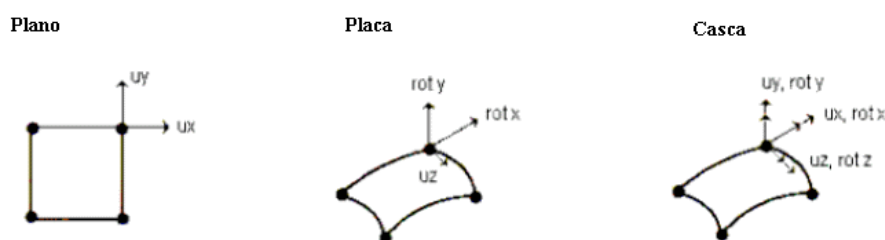


Fig. 2.15 Tipos de elementos bidimensionais

Os elementos placa também podem transportar cargas transversais e momentos flectores e são usados para determinar a flexão das estruturas planas.

Elementos de casca podem transportar forças e momentos tanto no seu plano como transversalmente. Estes elementos são mais correntes e são utilizados para estruturas espaciais, cuja extensão numa direcção é muito menor que nas outras duas. Comparado com o modelo com elementos de volume, utilizar elementos de casca é mais confortável e preciso. Os resultados de elementos planos são mais fiáveis, especialmente nas placas e cascas se se seguirem as seguintes recomendações (Azevedo, 2003):

- A numeração local dos nós do elemento começa com um nó de canto e é feita no sentido anti-horário.
- Os elementos quadriláteros são mais fiáveis que os elementos triangulares

- c) Utilizando elementos de segunda ordem produz-se melhores resultados do que elementos de primeira ordem ou de precisão igual, tendo neste caso a densidade da malha de elementos linear ser maior que com elementos quadráticos
- d) A proporção das dimensões dos elementos deve ser perto de um (nunca inferior a metade, no máximo um terço)
- e) O comprimento da aresta deve ser muito maior do que a espessura (não inferior a 5:1).
- f) As deformações previsíveis envolvidas no modelo, não devem ser muito grandes.
- g) Os nós dos cantos devem estar o mais próximo possível num plano.

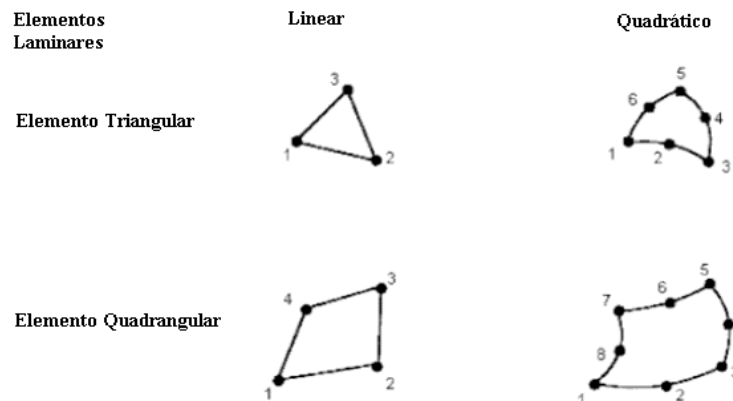


Fig. 2.16 Tipo de elementos quanto ao número de pontos e formulação utilizada

Podem-se definir uma série de condições fronteira para estes elementos tais como: fixar total ou parcialmente os nós; colocar apoios de mola e elementos (arestas) assentes em meio elástico.

Quanto às formas de carregamento mais corrente encontramos: cargas concentradas nos nós; cargas distribuídas nas arestas; temperatura; cargas de gravíticas.

2.3.2.3. Elementos de Volume ou Tridimensionais

Há uma vasta gama de elementos de volume tridimensionais donde se destaca o tetraédrico, o pentaédrico e o hexaédrico, podendo este ter nós nos vértices caso a formulação seja linear, e nós intermédios caso seja usado formulação quadrática.

Com estes elementos quase todas as estruturas volumétricas podem ser modeladas e calculadas. O número de elementos e, portanto, o número de nós é muito maior do que em modelos bidimensionais comparáveis.

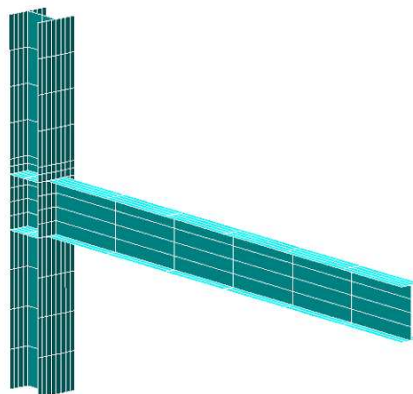


Fig. 2.17 Modelação de uma ligação viga pilar com elementos de volume

O elemento hexaédrico isoparamétrico é particularmente importante pela sua elevada precisão e flexibilidade.

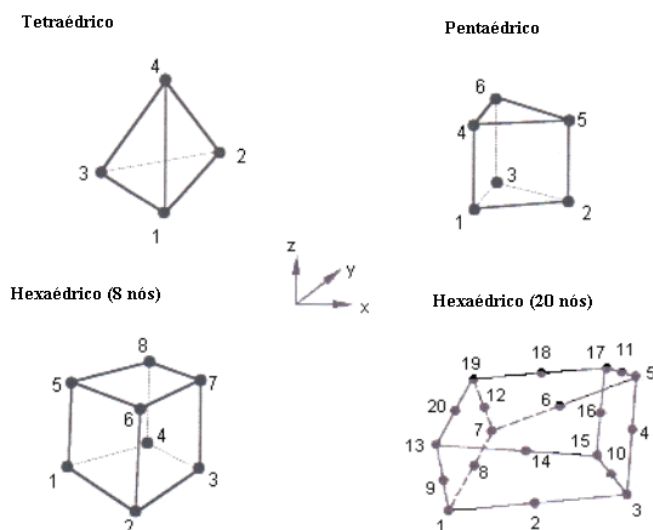


Fig. 2.18 Exemplos de elementos de volume

As seguintes regras de boa prática (Azevedo, 2003) devem ser consideradas, quando da modelação com elementos de volume:

- Estruturas de volume geralmente levam a grandes malhas quando modeladas com elementos de volume e, portanto requerem uma grande necessidade computacional quer a nível de tempo como de memória. Nas regiões de grandes gradientes de tensões a densidade da malha deve ser grande. Portanto, deve-se usar elementos de casca ou elementos de viga, sempre que possível.
- Devem-se procurar planos de simetria do modelo (podendo reduzi-lo a um quarto ou metade) ou simetria rotacional, onde os elementos axissimétricos devem ser utilizados já que reduzem a dimensão espacial de um problema 3D para 2D.
- Elementos hexaédricos são mais fiáveis que os elementos tetraédricos, mas a geração da malha pode ser mais complicada ou mesmo impossível.

- d) Elementos tetraédricos permitem malhas mais complexas, no entanto os resultados devem ser inspeccionados com algum espírito crítico.
- e) Elementos quadráticos produzem melhores resultados, mas exigem mais tempo de computação.

Os resultados dos elementos de volume são fiáveis se se tiver em conta as seguintes considerações (Azevedo, 2003):

- a) A proporção de elementos deve ser perto de um (não inferior a metade, no limite um terço).
- b) As deformações envolvidas, não devem ser muito grandes.
- c) Os nós do canto devem estar o mais próximo possível de um paralelepípedo.

Há uma série de condições fronteira, entre estas, os nós podem ser fixos, ter deslocamentos prescritos ou mesmo ter apoios elásticos, as faces do elemento ou arestas podem estar assentes em meio elástico.

Quanto ao tipo de carregamento corrente para estes elementos encontra-se: forças concentradas nos nós, cargas distribuídas nas arestas ou nas faces, temperatura e cargas gravíticas.

2.3.3. TIPOS DE ANÁLISE

No que toca aos tipos de análises disponíveis há vários tipos de análise, que vão desde as mais simples análises lineares elásticas, até as mais complexas análises não-lineares, materiais e geométricas. A análise pode ser realizada no espaço bidimensional ou tridimensional.

As acções sobre as estruturas são em geral dinâmicas, devendo ser consideradas as forças de inércia associadas às acelerações a que cada um dos seus componentes fica sujeito. Por este motivo, seria de esperar que a análise de uma estrutura teria obrigatoriamente de ter em consideração os efeitos dinâmicos. Contudo, em muitas situações é razoável considerar que as acções são aplicadas de um modo suficientemente lento, tornando desprezáveis as forças de inércia. Nestes casos a análise designa-se estática.

Na análise de uma estrutura sólida, é habitual considerar que os deslocamentos provocados pelas acções exteriores são muito pequenos quando comparados com as dimensões dos componentes da estrutura. Nestas circunstâncias, admite-se que não existe influência da modificação da geometria da estrutura na distribuição dos esforços e das tensões, isto é, todo o estudo é feito com base na geometria inicial indeformada. Se esta hipótese não for considerada, a análise é designada não linear geométrica. É também frequente considerar que, ao nível do material que constitui a estrutura, a relação entre tensões e deformações é linear. Nos casos em que esta simplificação não é considerada, é necessário recorrer a algoritmos específicos de análise não linear material.

No âmbito de uma análise em mesa sísmica com magnitude elevada e excitações tridimensionais, de forma a conhecer na totalidade o comportamento da estrutura, deve-se realizar uma análise não-linear dinâmica tridimensional com elementos de volume, com consideração dos efeitos de segunda ordem e com incorporação de imperfeições geométricas nos elementos. Não incluir qualquer um destes parâmetros implica logo à partida alterar algumas das variáveis afectas à análise, tal como já foi discutido anteriormente. A não consideração de análise dinâmica, implicaria, ignorar forças de amortecimento, que tem mais relevância quanto menor a intensidade do sinal introduzido. Para uma acção em que se prevê a plastificação de vários elementos, a não consideração da não-linearidade do material e dos efeitos de segunda ordem, implica a alteração das condições de rigidez provocando deformações crescentes e uma má simulação do comportamento desta. A não consideração de imperfeições geométricas e elementos de volume para a estrutura implica ignorar um comportamento das estruturas metálicas com secções transversais esbeltas que como se sabe condicionam o

comportamento destas, nomeadamente a instabilidade geométrica com fenómenos de encurvadura que diminuam a capacidade resistente da estrutura.

A realização de uma análise destas afigura-se no entanto bastante demorada e com requisitos enormes ao nível da memória de cálculo. Assim, cada um destes aspectos pode ser tido em conta de forma mais artificial, pelo utilizador através do ajuste parâmetros de entrada da análise ou mesmo através da alteração da análise, tornando-a menos complexa e consideravelmente mais rápida.

Os modelos de barra não conseguem simular a presença de efeitos de encurvadura no seu elemento. No entanto, se for tida em conta na lei material do elemento, para um dado esforço axial aproximado qual o momento resistente da secção e para que extensão este apresenta uma degradação da resistência, determinada com recurso a análises numéricas ou aproximações sugeridas por literatura ou regulamentos (EC3 por exemplo).

Quanto à interacção dos vários esforços, há elementos lineares que podem ou não ter em consideração este efeito. Os elementos lineares constituídos por fibras podem modelar a interacção momento-esforço axial perfeitamente, já que permitem a plastificação das fibras quer ao longo da sua secção transversal quer ao longo da extensão do elemento. Já os elementos de rótulas plásticas permitem confinar a zona de comportamento não-linear da lei de momento curvatura numa extensão pré-definida nas extremidades do elemento. Sendo estes elementos classificados em elementos com plasticidade distribuída e concentrada respectivamente. No entanto com base numa estimativa dos momentos elásticos e plásticos, na geometria do problema e no tipo de carregamento, é possível conhecer, com boa aproximação, a extensão da rótula plástica. Graças a aproximações e considerações é possível então reduzir o grau de complexidade do problema tornando o modelo mais rápido, mantendo a sua precisão.

2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, fez-se uma pesquisa bibliográfica da literatura indispensável à realização desta tese, dividindo-se esta pesquisa em três frentes.

De forma a compreender o dimensionamento sísmico de estruturas metálicas, estudou-se a regulamentação europeia, donde se destacam os Eurocódigos 3,4 e 8. A compreensão do conceito de “Capacity Design”, na qual o dimensionamento sísmico se baseia, cria uma série de verificações que permite ao projectista definir quais as zonas críticas na qual se vai dar a dissipação de energia.

De forma a compreender as vantagens e limitações dos ensaios experimentais de estruturas metálicas estudaram-se os vários tipos de análise dinâmicas experimentais existentes dos quais se destacam: os ensaios cíclicos, ensaios em mesa sísmica; ensaios pseudo-dinâmicos; ensaio pseudo-dinamico em tempo real; ensaios em tempo real com recurso a explosivos; ensaios de centrifugação dinâmico. Relativamente aos ensaios em mesa sísmica realçam-se as dificuldades existentes na transmissão exacta do sinal e de possíveis problemas de escala associados.

Para finalizar a pesquisa bibliográfica fez-se uma pesquisa dos modelos numéricos existentes para análise de estruturas metálicas, abordando tipos de elementos finitos e análises existentes.

No capítulo seguinte será feita uma descrição do ensaio experimental, caracterizando-se a estrutura a ensaiar ao nível da geometria, processo construtivo, propriedades dos materiais, instrumentação, acções aplicadas à estrutura e uma pormenorização dos resultados experimentais obtidos nos vários ensaios.

3

DESCRIÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL

3.1. INTRODUÇÃO

A estrutura a ensaiar foi concebida e construída de acordo com a regulamentação e práticas construtivas japonesas. A estrutura é de ligações rígidas constituída por pilares tubulares metálicos e vigas mistas e pisos em laje colaborante. A zona de ligação do pórtico à mesa sísmica foi feita por chapa de base. As componentes não estruturais do edifício são painéis de betão autoclavado (ALC), janelas em caixilharia de alumínio, divisórias e tecto.

No dimensionamento pretendeu-se assim a concentração de deformações plásticas nas vigas para limitar a cedência nos pilares, assegurando a estabilidade da estrutura. Se se garantir que o corte resistente por piso é maior que os efeitos P-Delta produzidos pelas cargas gravíticas, impede-se o colapso. O regulamento japonês limita a esbelteza dos banzos e da alma das secções transversais para assegurar a ductilidade da secção, tal como acontece no Eurocódigo.

Foram adoptados detalhes de soldadura sem furo de acesso, recomendados depois do último grande evento sísmico de Kobe em 1995 e o material utilizado nas ligações e na soldadura foram modificados para assegurar ductilidade e endurecimento nas vigas. Esta precaução foi tomada de forma a evitar a fractura por fadiga em ciclos curtos e de grande amplitude dos elementos soldados que reduzem a resistência ao corte do edifício. Contudo, é preciso ter em conta que o endurecimento nas rótulas plásticas aumentam as forças de corte nos pilares e, se a esbelteza do pilar for elevada, podem-se desenvolver fenómenos de encurvadura. A deterioração da resistência nos pilares da base foi determinada como a causa mais provável de colapso nos edifícios levando a mecanismos de andar.

Foram utilizadas secções tubulares para os pilares com esbelteza elevada o que aumenta as forças de corte nestes elementos e facilita o aparecimento de fenómenos de encurvadura e, consequente degradação da resistência nestes elementos.

A estrutura do pórtico foi dimensionada de forma a permanecer elástica com um drift inferior a 0.5% no 1º piso para o primeiro nível de dimensionamento sísmico prevista na regulamentação sísmica japonesa correspondente a um corte basal igual a 20% do peso da estrutura. Para o segundo nível de dimensionamento sísmico, a resistência lateral deve ser superior a 30% do peso da estrutura, já com mobilização de resistência plástica.

A filosofia viga fraca pilar forte foi aplicada em cada piso, sendo a soma de momentos resistentes de dimensionamento dos pilares em cada piso 1.5 vezes superior que a das vigas e 1.3 vezes superior que

a resistência do painel da alma do pilar. Esta filosofia foi reforçada com aços com diferentes classes de resistência para os dois tipos de elementos (vigas e pilares).

A chapa de base tem rigidez superior aos pilares e o dimensionamento foi controlado pela cedência dos chumbadouros que se encontra no intervalo de [1.3-1.8] vezes superior à resistência dos pilares. A ligação da base dos pilares aumenta a probabilidade de aparecimento de fenómenos de encurvadura local e degradação de resistência na base dos pilares.

Quanto ao ensaio propriamente dito, foi realizado um ensaio em mesa sísmica tridimensional com base no acelerograma registado na estação de Takatori durante o sismo de Hyogoken-Nanbu no dia 17 de Janeiro de 1995.

O ensaio foi dividido em três fases a primeira fase que decorreu nos dias 20 e 21, a segunda no dia 25 e a terceira no dia 27 de Setembro de 2007. A primeira parte do ensaio foi efectuada no regime elástico, para avaliar as propriedades modais e mecânicas da estrutura com componentes estruturais e não estruturais. A segunda parte foi realizada já em regime elasto-plástico do edifício para averiguar a validade da regulamentação japonesa no que toca aos níveis mais baixos de dimensionamento sísmico. A terceira parte do ensaio foi conduzida para avaliar o comportamento de colapso e principais patologias do edifício num sismo de grande magnitude.

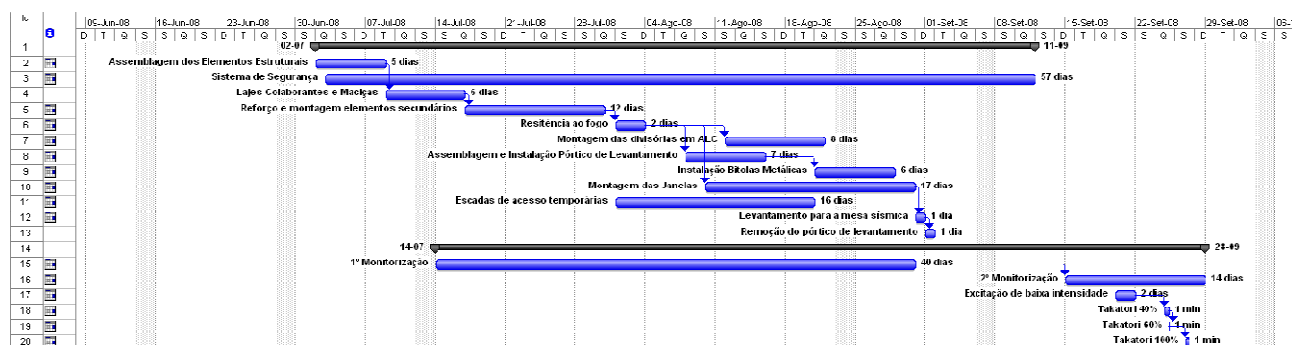


Fig. 3.1 Processo construtivo e etapas do ensaio

3.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA / PROCESSOS DE MONTAGEM

3.2.1. GEOMETRIA (CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL)

O edifício é constituído por pórticos metálicos de ligações rígidas. Segundo a direcção X existem dois pórticos com vãos de 5m de comprimento, enquanto que na direcção Y existem três pórticos com um vão de 6m. A altura do primeiro piso é de 3.875m, a distância entre os restantes pisos é de 3.5m e na cobertura há um parapeito de 0.9m a partir da laje de cobertura, perfazendo uma altura total de 15.275m.

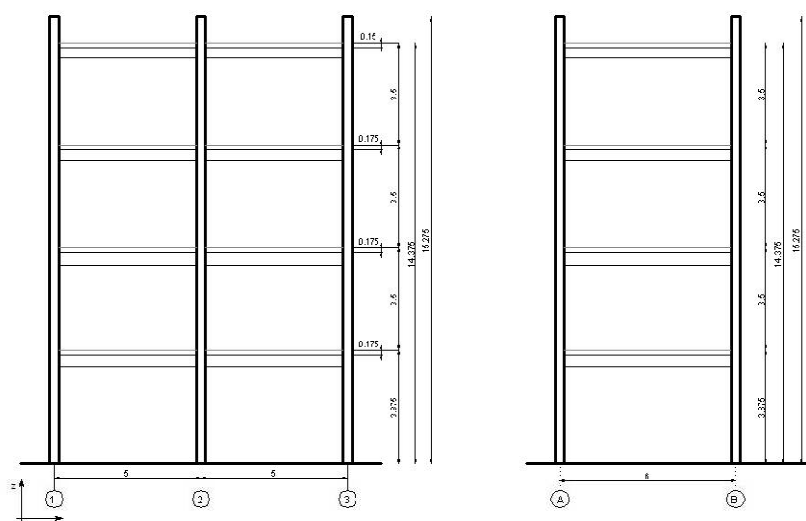


Fig. 3.2 Vista em alçado da estrutura em estudo (m)

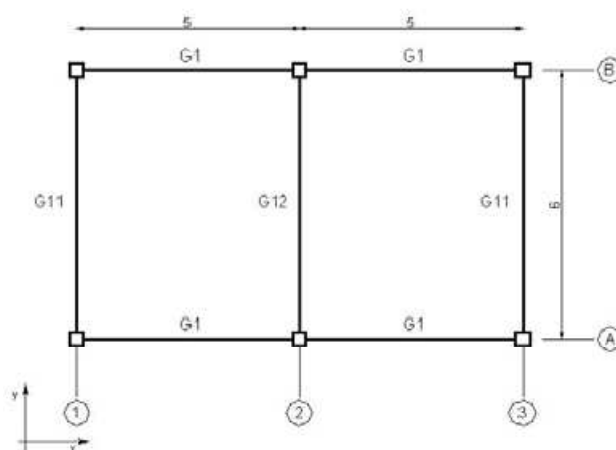


Fig. 3.3 Vista em planta da estrutura em estudo (m)

Os pórticos são constituídos por tubos quadrangulares nos pilares e vigas mistas com chapa colaborante.

A geometria dos elementos metálicos é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Geometria e localização das secções transversais (mm)

Viga					Pilar		
Piso	G1	G11	G12	Material	Andar		Material
4	H-346x174x6x9	H-346x174x6x9	H-346x174x6x9	SN400B	4	RHS-300x300x9	BCR295
3	H-350x175x7x11	H-350x175x7x11	H-340x175x9x14	SN400B	3	RHS-300x300x9	BCR295
2	H-396x199x7x11	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	SN400B	2	RHS-300x300x9	BCR295
1	H-400x200x8x13	H-400x200x8x13	H-390x200x10x16	SN400B	1	RHS-300x300x9	BCR295
H- altura x largura x espessura alma x espessura banzo,RHS- altura x largura x espessura							

Em cada piso há vigas secundárias cuja geometria depende do piso.

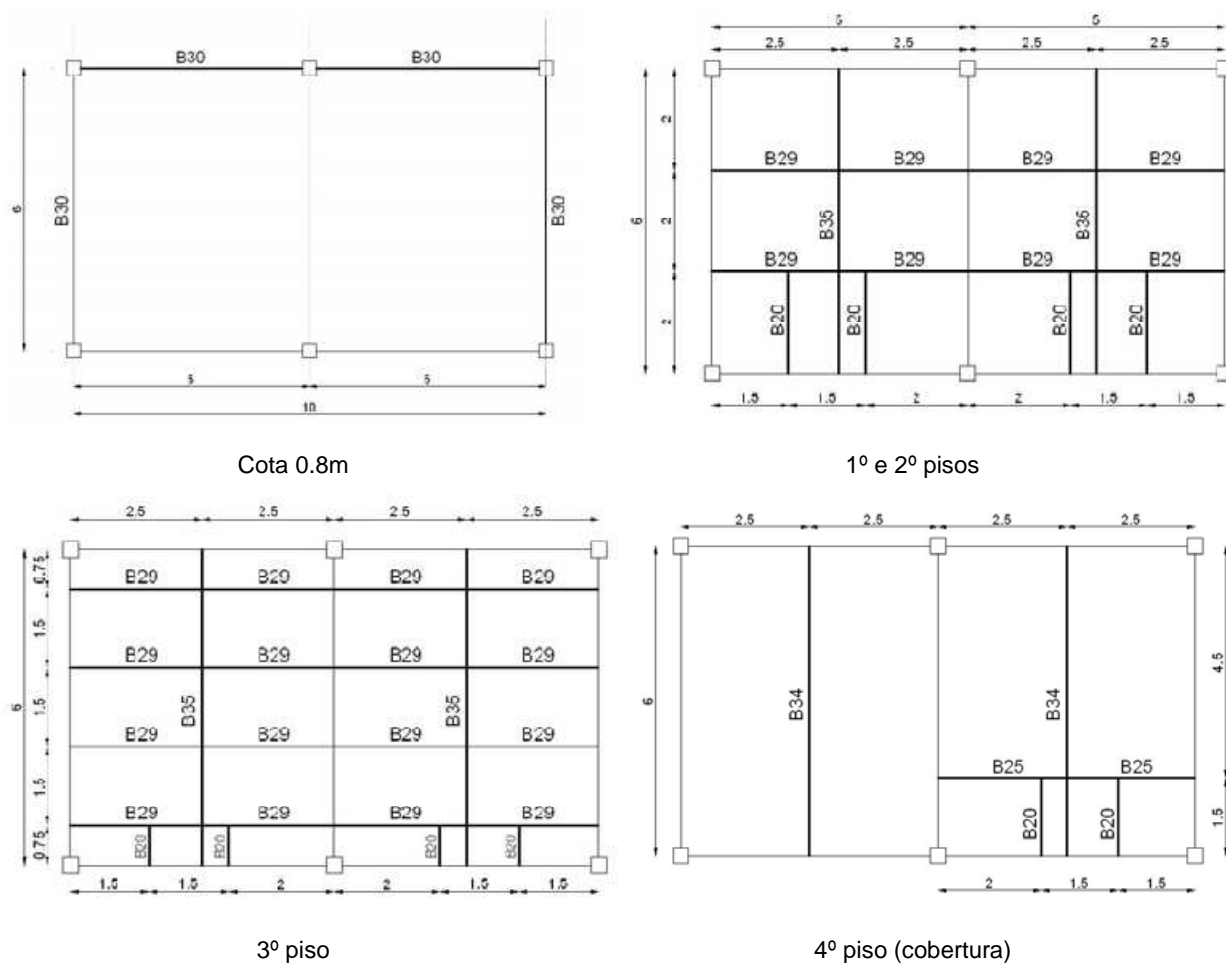


Fig. 3.4 Planta com vigas secundárias

Tabela 3.2 Geometria e material das vigas secundárias (mm)

Designação	Secção	Material
B20	H-200x100x5.5x8	SS400
CB20	H-200x100x5.5x9	SS400
B25	H-250x125x6x9	SS400
B29	H-294x200x8x12	SS400
B30	H-300x150x6.5x9	SS400
B34	H-346x17x6x9	SS400
B35	H-350x175x7x11	SS400

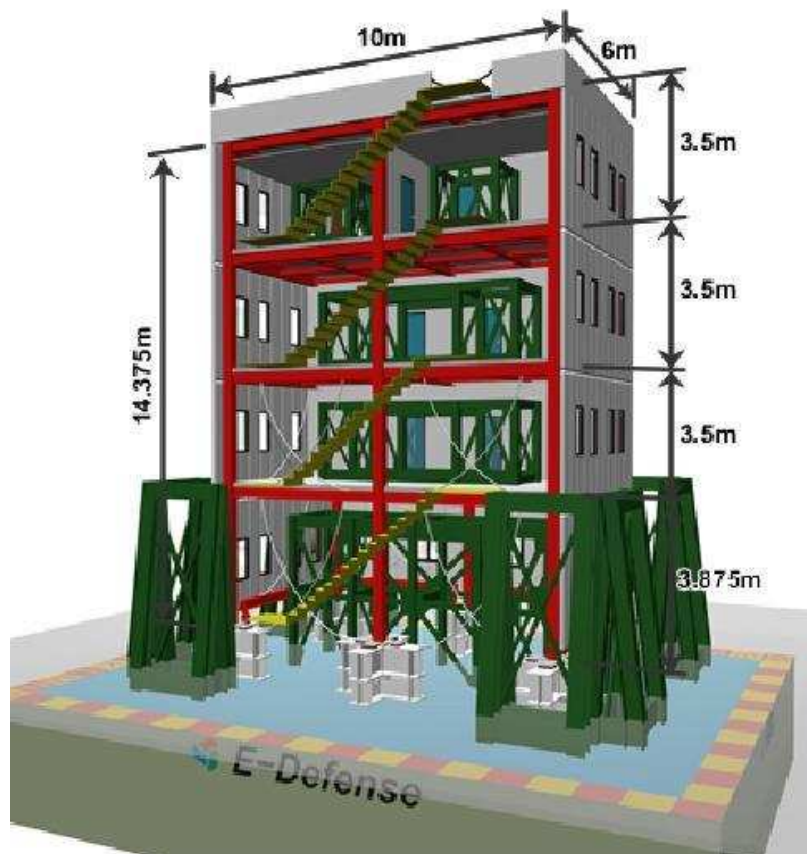


Fig. 3.5 Vista geral da estrutura em estudo

3.2.2. LAJES

As lajes dos primeiro, segundo e terceiro pisos são constituídas por betão assente em chapa colaborante com uma espessura de 1.2mm, com uma altura máxima de 175mm e mínima de 100mm, como mostra a Fig. 3.6. Contudo a laje de cobertura é uma laje maciça armada, com uma chapa colaborante lisa perfazendo uma altura total de 150mm, visível na Fig. 3.7. O comportamento misto é mobilizado por conectores com 11 cm de altura, com 19 mm de diâmetro espaçados de 20cm.

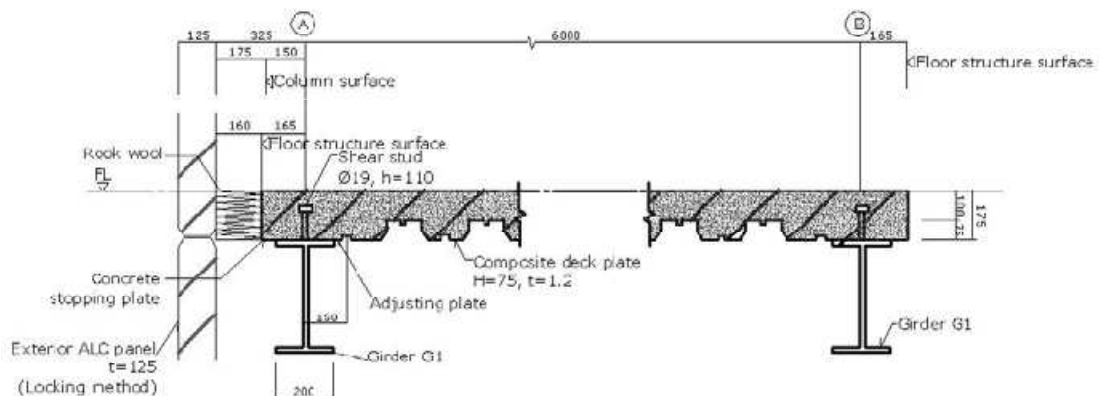


Fig. 3.6 Pormenor da laje do 1º, 2º e 3º pisos

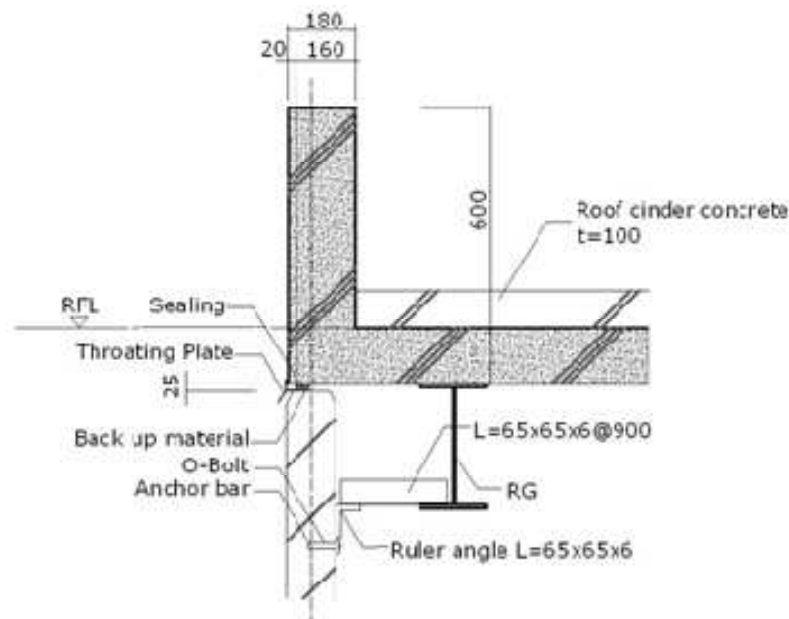


Fig. 3.7 Pormenor da laje do 4º piso

3.2.3. LIGAÇÕES

Todas as ligações foram realizadas usando processos construtivos e práticas desenvolvidas depois do sismo de Kobe. A Fig. 3.8 mostra o esquema da ligação típica viga-pilar. Primeiro, o “pilar árvore” é construído soldando o pilar com o início da viga. Depois, o resto da viga é aparafusada a este elemento. Este tipo de ligações força o aparecimento de rótulas plásticas afastadas da zona frágil do nó entre a viga e o pilar.

Os pilares são encastrados ligando-se aos blocos de betão (com 1.5m de altura) por chapas de base, ancoradas através de chumbadouros; os blocos estão ligados à mesa sísmica, como se pode ver na Fig. 3.8.

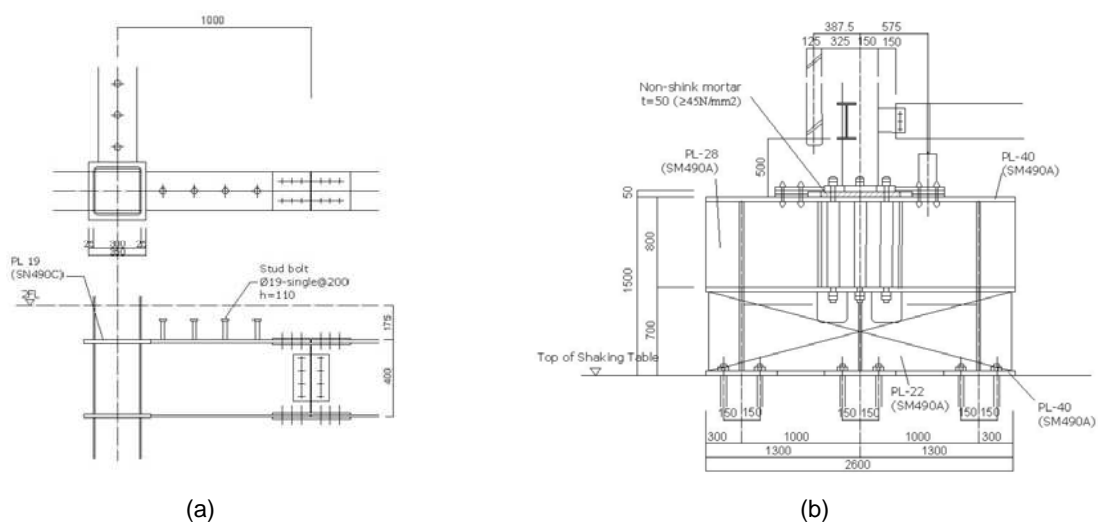


Fig. 3.8 Ligação Viga Pilar (a) e ligação de encastramento por chapa de base (b)

Na montagem dos pilares árvore são soldadas ao nível das vigas dois diafragmas como se pode constatar na Fig. 3.9.



Fig. 3.9 Montagem dos pilares “árvore” (a) e detalhe da ligação viga pilar (b)

3.2.4. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

3.2.4.1. Paredes exteriores

As paredes são painéis ALC (betão autoclavado) com uma espessura de 0.125m, encastradas no topo e na base. As ligações entre as paredes são feitas pelo método HDR, que não usa argamassa mas sim um encaixe que permite deslocamentos em caso de sismo.

Os painéis são fixos à viga em todos os pisos, por ângulos rectos, as placas resistem ao derrube e são suportadas pelos banzos das vigas H350, posicionadas no nível 0.8m do edifício. Desta forma o peso das paredes de ALC descarrega directamente na fundação sem afectar comportamento estrutural.

3.2.4.2. Divisórias, Aberturas e tecto

As divisórias são realizadas em LGS (bitolas metálicas) instalados em pórticos de alumínio. Os vidros das janelas têm uma caixilharia em alumínio instalada nos painéis de ALC exteriores, reforçados com cantos metálicos. Bitolas metálicas instaladas para o tecto falso. É possível ver a instalação dos diversos elementos na Fig. 3.10.

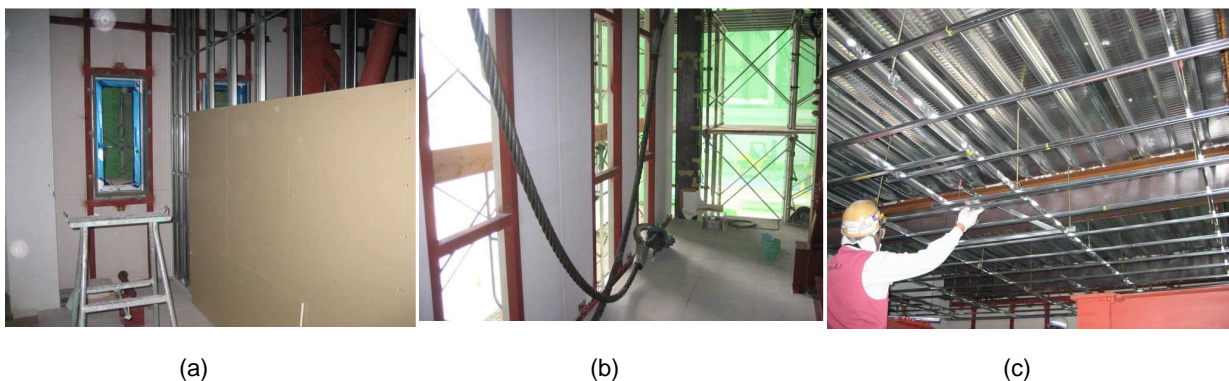


Fig. 3.10 Divisórias instaladas em LGS (a); caixilharia em alumínio nos painéis de ALC exteriores (b); bitolas metálicas para o tecto falso (c)

3.2.4.3. Escadas exteriores

Durante a construção, foram colocadas escadas metálicas para facilitar o processo construtivo. Depois de concluído o edifício estas foram removidas não sendo portanto necessário incluí-las na modelação.



Fig. 3.11 Escadas de segurança instaladas na fachada não fechada

3.2.4.4. Sistema de segurança

Foi construído um sistema anti-colapso para prevenir danos da estrutura na mesa sísmica durante o ensaio. Este sistema é composto por três componentes: blocos de aço dentro do edifício em cada piso, uma cerca no primeiro piso, cabos diagonais nos dois primeiros pisos. O sistema impede deslocamentos entre pisos com ângulos superiores a $1/3.5$ rad.

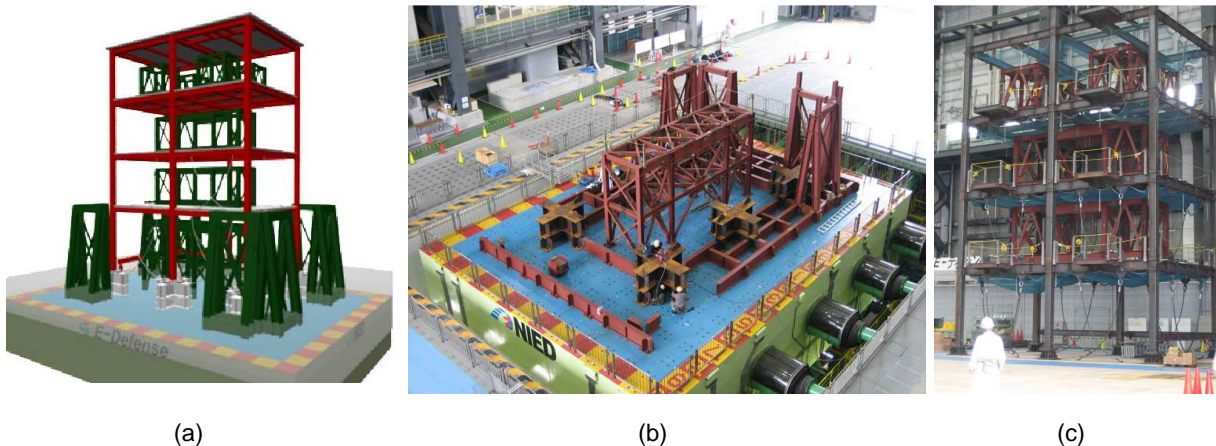


Fig. 3.12 Sistema de Segurança (esquema (a) e montagem do sistema no R/C (b) e nos restantes pisos (c))

3.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Diferentes tipos de aço foram utilizados na estrutura. Com o objectivo de assegurar a condição pilar forte viga fraca. Foram usados dois tipos de aço o SN400B para vigas e o BCR295 para pilares. O aço SN400B tem uma tensão característica de 235 MPa, enquanto a do BCR295 é de 295MPa, já a tensão última característica é de 400MPa para ambos. Para o dimensionamento da estrutura utilizaram-se tensões de cedência médias de 300MPa e 380MPa, para as vigas e pilares respectivamente.

No entanto os ensaios à tracção dos dois materiais mostraram outra realidade.

Conforme se pode visualizar na Fig. 3.13, o aço BCR295 tipicamente não exibe um patamar de cedência com um endurecimento gradual, já o SN400-B exibe patamar de cedência tendo um endurecimento considerável.

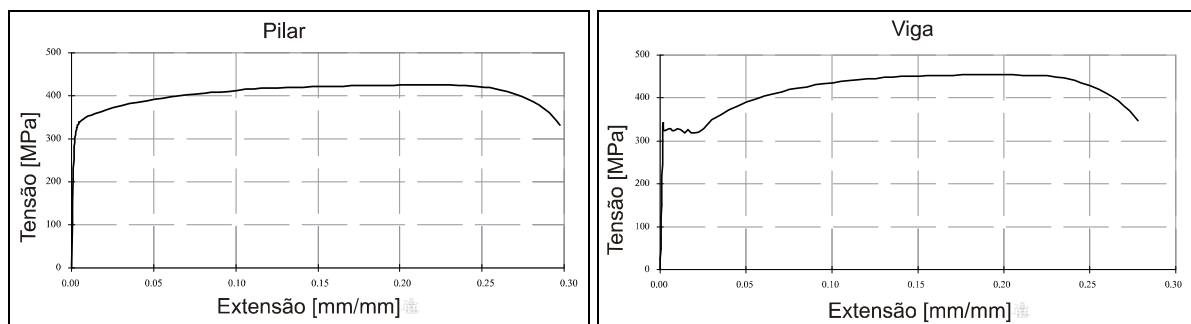


Fig. 3.13 Curvas médias tensão extensão do aço dos pilares e vigas

Da Tabela 3.3 é possível observar que o aço utilizado nos pilares possui características médias bem inferiores às esperadas inicialmente, tanto a nível de resistência como de deformabilidade. Já o aço utilizado nas vigas possui resistências médias superiores às especificadas inicialmente. Daí resulta que tanto o aço dos pilares como das vigas, possuem resistências similares. A filosofia de pilar forte viga fraca fica por isso comprometida face a estes resultados já que ao possuírem resistências similares, colocam momentos resistentes últimos mais altos nas vigas e obrigam os pilares a incursões em regime não linear que favorece o aparecimento de fenómenos de encurvadura.

Tabela 3.3 Propriedades mecânicas das secções transversais

Secção	Tensão de cedência [MPa]		Tensão última [MPa]	
	Banzo	Alma	Banzo	Alma
H-340x175x9x14	309	355	443	468
H-346x174x6x9	333	382	461	483
H-350x175x7x11	302	357	441	466
H-390x200x10x16	297	317	451	458
H-396x199x7x11	311	369	460	486
H-400x200x8x13	326	373	454	482
RHS-300x300x9	2º-4º piso	1º piso	2º-4º piso	1º piso
	332	330	419	426

As propriedades geométricas das secções, foram determinadas com base nas dimensões das secções transversais fornecidas pela organização e que estão resumidas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Propriedades geométricas das secções

Secção	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]
TUB300	103.89	19954.81	14596	14596
H400	84.12	41.9	23704	1736
H346	52.68	13.81	11094	792
H350	63.14	21.27	13559	984
H340	80.51	51.77	16094	1256
H390	103.95	86.48	27477	2141
H396	72.16	25.3	20019	1447

3.4. INSTRUMENTAÇÃO

Para caracterizar com rigor o comportamento tridimensional dinâmico da estrutura foram instalados um total de 945 instrumentos de medição. Os principais instrumentos de medição instalados foram os seguintes:

Para medir acelerações, foram colocados acelerómetros tridimensionais no centro da estrutura e nos quatro cantos por cima de cada laje e da mesa sísmica, como mostra a Fig. 3.14. As forças de inércia em cada direcção foram obtidas pelo produto da aceleração com a massa de cada piso. Transdutores de deslocamento, de tipo laser ou potenciadores, foram colocados para medir directamente os drifts e rotações entre pisos como se vê na Fig. 3.14. Estes sensores de deslocamentos são precisos mas não medem grandes deslocamentos. Portanto, durante o ensaio, o comportamento tridimensional no 1º e 2º piso foi medido por outro tipo de transdutores de deslocamentos com maior alcance. A rotação das vigas, dos pilares e a deformação dos painéis da alma, também foi medida por transdutores de deslocamentos (Fig. 3.16). As forças de resposta foram medidas por extensómetros colocados na parte elástica dos pilares e vigas como mostra a Fig. 3.15. Foram colocados transdutores de deslocamentos para avaliar o comportamento dos elementos não estruturais.

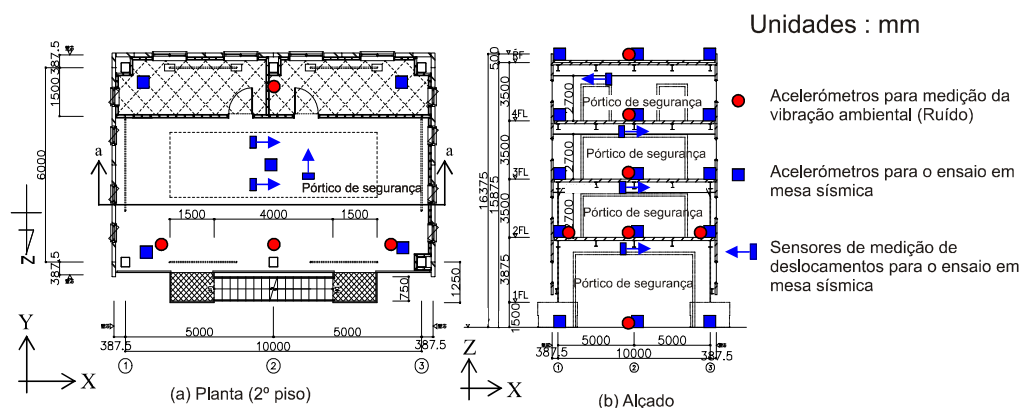


Fig. 3.14 Disposição dos Sensores de deslocamentos e acelerómetros na estrutura

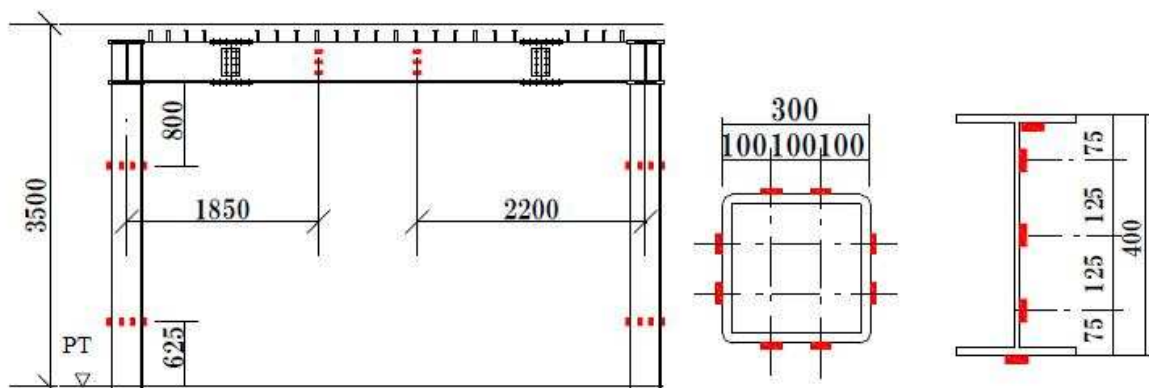


Fig. 3.15 Disposição dos extensómetros nos elementos estruturais

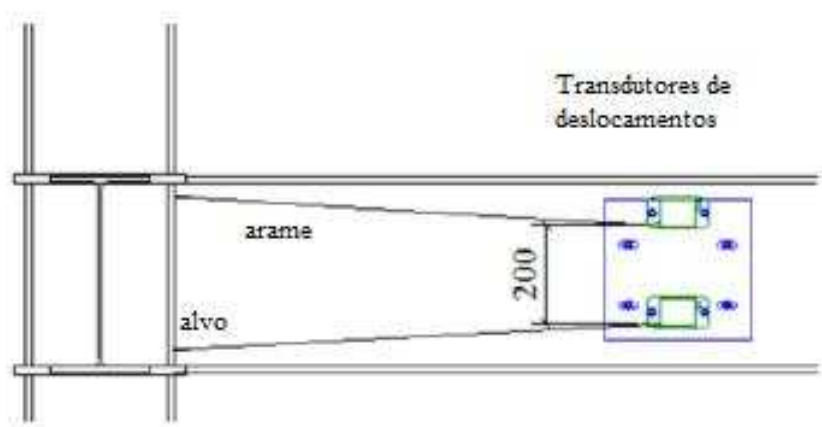


Fig. 3.16 Medição das rotações das vigas

3.5. ACÇÕES APLICADAS À ESTRUTURA

3.5.1. CARGAS GRAVÍTICAS

A Tabela 3.5 apresenta os pesos de cada parte da estrutura divulgados pelo organizador do ensaio.

Tabela 3.5 Tabela com os pesos calculados (kN)

Designação	Pavimento	Pórtico Metálico	Parede Exterior	Parede Interior	Tecto	Parapeito	Sistema de Segurança	Consola do Piso	Total
4º piso	459	20			12	71		2	564
4º andar		19	79	35					133
3º piso	270	24			3		47	4	348
3º andar		18	73	30					121
2º piso	260	32			3		47	4	346
2º andar		18	73	30			8		129
1º piso	260	41					47	4	352
1º andar		27	76				12		115
Total	1249	199	301	95	18	71	161	14	2108

Cada parte inclui:

- 1) Piso: laje, vigas metálicas, tabuleiro metálico, corrimões;
- 2) Pórtico metálico (piso): pilares; diafragmas; painéis de ligação;
- 3) Pavimento: vigas, parafusos de cabeça larga, parafusos pré esforçados, placas deslizamento; material revestimento resistente ao fogo;
- 4) Parede exterior: painéis ALC; reforços para aberturas; vigas de suporte ALC no 1º piso, vidro e caixilharia;
- 5) Paredes interiores: portas, quadros plásticos, bitolas metálicas aligeiradas;
- 6) Tecto: placa de gesso cartonado, placas de lã de rocha absorvente, bitolas metálicas aligeiradas;
- 7) Parapeito: betão armado na laje de cobertura;
- 8) Sistema de segurança: mesa metálica na laje do rés-do-chão, cabos diagonais;
- 9) Consolas: consola temporária para escadas, corrimões;

A Tabela 3.6 resume as cargas distribuídas por cada piso. O peso das paredes exteriores dos painéis ALC assumiu-se não perturbador do comportamento estrutural exceptuando nas vigas do 1º piso, daí a sua não consideração no cálculo do peso dos pisos.

Tabela 3.6 Peso por piso e altura entre pisos

Piso	Peso/Piso [kN]	hi [m]
1	474	3.875
2	474	7.375
3	474	10.875
4	630	14.375
Total	2052	15.275

3.5.2. ACÇÃO SÍSMICA

Os sinais considerados no ensaio foram registados na estação de Takatori, no sul de Hyogo no Japão no dia 17 de Janeiro de 1995, o sismo atingiu a magnitude de $M_s = 7.2$, com epicentro localizado no oceano entre a cidade de Kobe e a ilhas Awaji, à profundidade de 17.27 km do nível médio do mar. O sismo durou 41 segundos e foi classificado como terremoto superficial. As acelerações máximas registadas foram na direcção N-S e E-O de 0.606g e 0.657g, respectivamente enquanto que na direcção vertical foram de 0.279g. Durante o ensaio as acelerações nas direcções N-S, E-O e vertical foram tomadas como as direcções X, Y e Z respectivamente. Foi atribuída a componente paralela à direcção Norte-Sul ao lado maior do edifício e a componente Este-Oeste ao lado menor.

O espectro de acelerações do registo sísmico apresenta amplificações significativas, conforme se pode observar na Fig. 3.17.

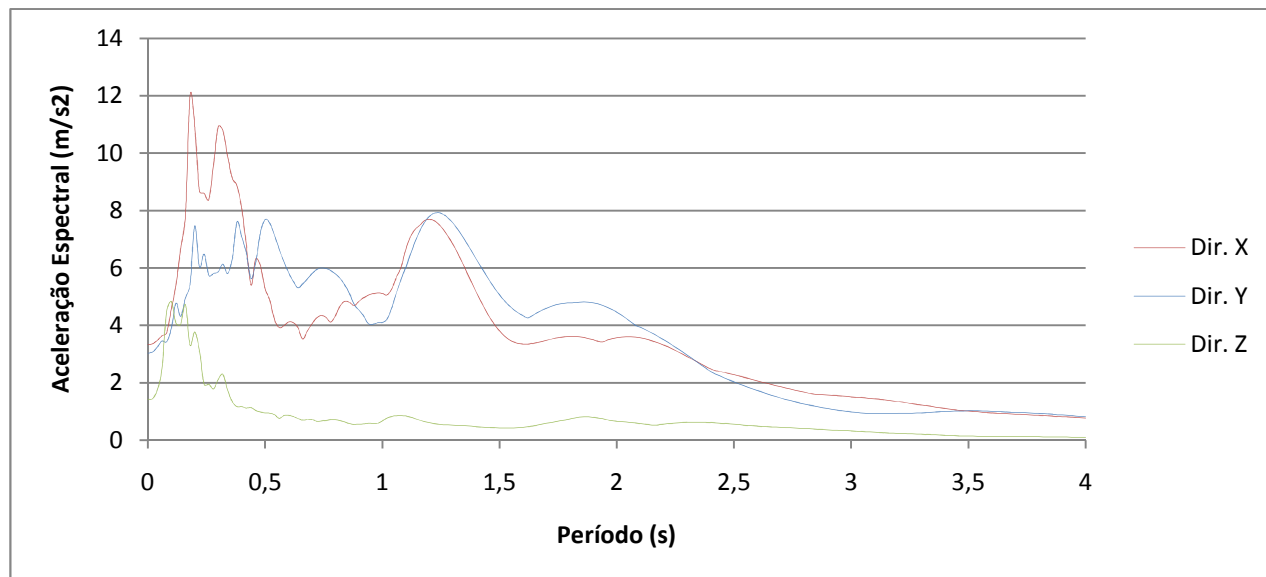
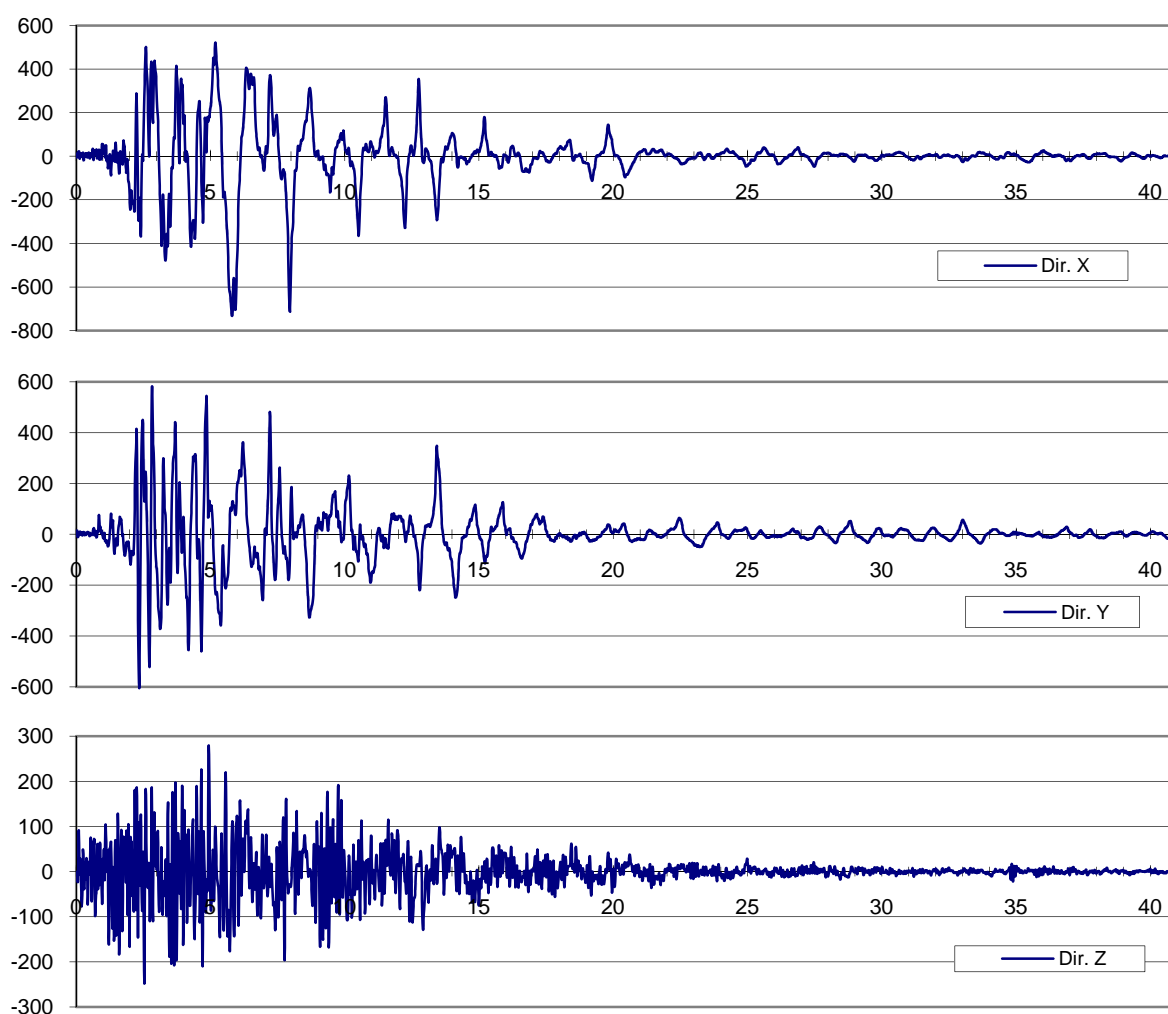


Fig. 3.17 Espectro de acelerações nas três direcções do sinal de Takatori (amortecimento de 5%)

O edifício foi excitado para vários níveis sísmicos, com crescentes níveis de intensidade para avaliar os parâmetros mecânicos e modais da estrutura e o efeito de deformações plásticas no comportamento sísmico, tendo colapsado quando se aplicou uma intensidade próxima da registada na estação de Takatori durante o sismo de Kobe. A Tabela 3.7 faz um resumo do comportamento estrutural do edifício e observações pertinentes para os vários níveis de intensidade.

Tabela 3.7 Níveis de excitação sísmica realizados no ensaio

Registo Sísmico Aplicado	Regime esperado	Observações
Takatori a 5%	Comportamento linear elástico	Avaliação dos parâmetros modais
Takatori a 20%	Comportamento elástico	Equivalente ao nível sísmico 1, velocidade máxima (PGV=0.25m/s)
Takatori a 40%	Comportamento elástico	Equivalente ao nível sísmico 2, velocidade máxima (PGV=0.50m/s)
Takatori a 60%	Comportamento elasto-plástico, colapso iminente	Velocidade máxima (PGV=0.75m/s)
Takatori a 100%	Comportamento elasto-plástico, colapso	Velocidade máxima (PGV=1.28m/s)

Fig. 3.18 Registo das acelerações nas várias direcções, com acelerações em cm/s^2 e tempo em s

A análise de registo temporal posterior ao teste foi levada a cabo com os três graus de intensidade simultaneamente e consecutivamente, aplicados em dias diferentes. O sinal efectivamente aplicado à estrutura foi consideravelmente maior que o registo sísmico.

3.6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.6.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS EM REGIME ELÁSTICO

3.6.1.1. Períodos de vibração e coeficientes de amortecimento

Antes de se realizar o ensaio em mesa sísmica realizou-se um ensaio em vibração livre para avaliar as frequências naturais e o amortecimento da estrutura em estudo.

O registo temporal das extensões é apresentado na Fig. 3.19. O período fundamental registado nas direcções Y e X foi de 0.8 s e 0.76 s, respectivamente. Um amortecimento de 2.1% e 2.3% foi identificado nas direcções X e Y, respectivamente.

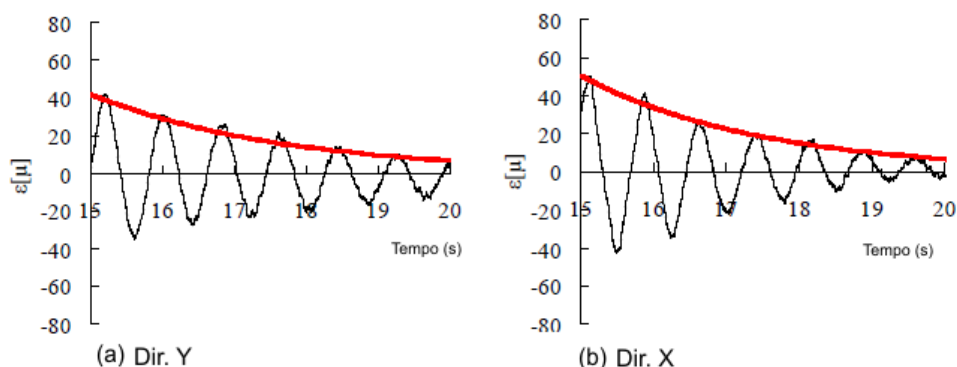


Fig. 3.19 Resultados dos ensaios em vibração livre

3.6.1.2. Resposta no nível 1 de excitação

A relação entre as forças de corte entre pisos e os deslocamentos entre pisos no 1º e 2º pisos é apresentada na Fig. 3.20. Apesar de se poder observar alguma não linearidade na Fig. 3.20, todos os membros da estrutura encontravam-se em regime elástico durante o ensaio. Como as forças de inércia foram obtidas pela multiplicação das acelerações de cada piso pela massa de cada piso, não foram tidas em conta as forças de amortecimento e componentes não estruturais, sendo crível que esta não linearidade deve-se essencialmente às forças de amortecimento.

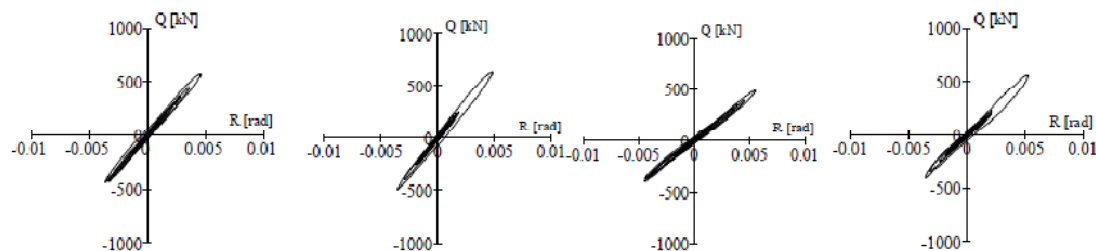


Fig. 3.20 Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º e 2º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 20%

3.6.1.3. Rigidez elástica

A relação de corte deformação foi obtida pelo método dos mínimos quadrados. K_{bu} é a rigidez elástica total do edifício todo incluindo elementos não estruturais, K_{fr} representa a rigidez elástica do edifício. K_{bu} apresenta a maior rigidez uma vez que inclui os elementos não estruturais.

Tabela 3.8 Rigidez elástica lateral da estrutura em estudo

Piso	Direcção X		Direcção Y	
	Kbu [MN/m]	Kfr [MN/m]	Kbu [MN/m]	Kfr [MN/m]
4	25.6	20.7	25.2	18.9
3	27.4	20.9	22.7	18.2
2	28.7	22.3	24.5	20.1
1	33.4	29.6	32.6	27.8

3.6.2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS EM REGIME INELÁSTICO

3.6.2.1. Comportamento estrutural em regime inelástico para nível sísmico 2

No nível sísmico 2 a velocidade máxima de base foi 0.5m/s e, para este efeito, foi usado o registo sísmico de Takatori a 40% para o representar. A relação entre as forças de corte e os drifts entre pisos é representada na Fig. 3.21. As forças de corte do 1º e 2º piso foram obtidas pelo produto da massa pela aceleração, equivalente à soma das forças de resposta e de amortecimento de todos os elementos. O drift máximo entre pisos máximo foi de 1.14% no 1º piso, visível na Fig. 3.21 e verificou-se a ocorrência de plastificação nos 1º e 2º pisos. Foi observado comportamento inelástico nos painéis da alma como se pode observar na Fig. 3.22. A rotação é definida entre o ponto de inflexão e a extremidade, o momento do painel definido pela força de corte multiplicado pela sua altura.

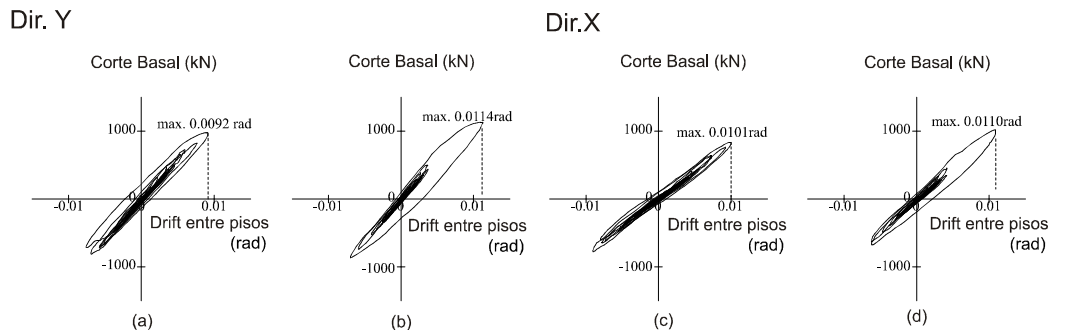


Fig. 3.21 Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º e 2º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 40%

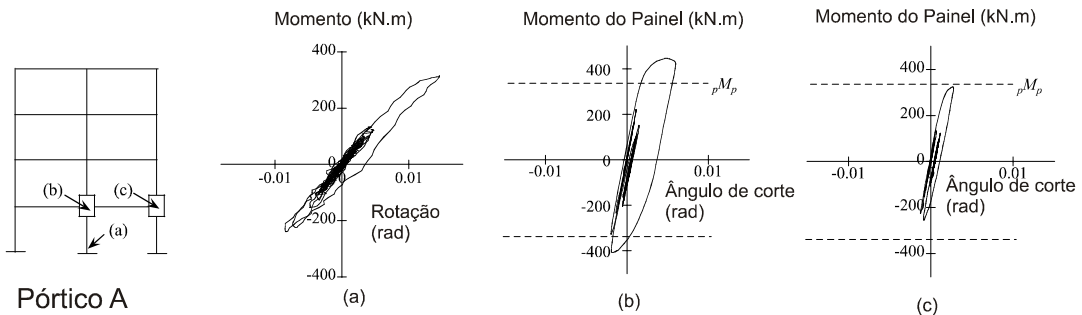


Fig. 3.22 Comportamento histerético do pilar e do painel

Todas as vigas comportaram-se de forma elástica graças ao comportamento misto aço-betão que proporcionou momentos plásticos maiores relativamente aos outros elementos da estrutura. Houve deformações plásticas nos painéis da alma centrais do 2º e 3º pisos. Nos pilares também se desenvolveram momentos plásticos inferiores aos últimos. O edifício comportou-se de forma adequada exibindo deformações de pórtico tanto na direcção X como na direcção Y.

3.6.2.2. Comportamento estrutural em regime inelástico para nível sísmico superior a 2

A Fig. 3.23 mostra o gráfico corte basal e drift entre pisos para o registo Takatori a 60%. A velocidade máxima registada foi 0.75m/s, 1.5 vezes superior ao nível sísmico 2. O drift máximo entre pisos foi de 1.9% no 1º piso na direcção X e foi observado comportamento hysterético no 1º e 2º pisos, o que implica formação de rótulas plásticas nas vigas.

As elipses abertas mostram que as forças de corte foram resistidas apenas pelo pórtico metálico apenas, como se pode ver nas relações corte basal drift no 3º piso e 4º pisos.

Os círculos preenchidos indicam que as forças de inércia foram resistidas tanto por elementos estruturais como não estruturais. As forças de corte entre pisos na direcção Y aumentaram cerca de 25% relativamente ao ensaio de Takatori a 40%. Na direcção X a resistência lateral é atingida e é observada uma ligeira degradação da resistência como mostra a Fig. 3.23 para o 1º piso. Estes resultados demonstram que a estrutura atingiu a resistência máxima por um mecanismo global.

Dir. Y

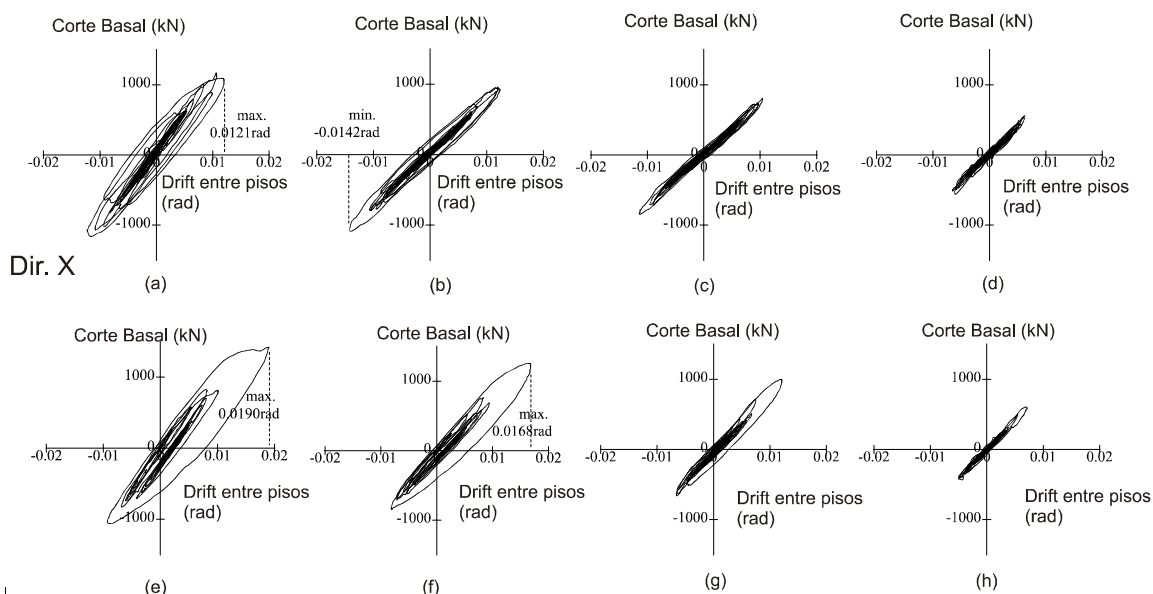


Fig. 3.23 Relações corte basal e ângulo entre pisos no 1º, 2º, 3º e 4º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 60%

A Fig. 3.24 mostra o comportamento dos membros no 1º e 2º pisos. Foi observado comportamento inelástico não só nos painéis da alma como nos pilares. Nos pilares centrais formaram-se rótulas nas extremidades com degradação de resistência (Fig. 3.24 (d)). Foram observadas deformações plásticas nos painéis da alma do 1º e 2º pisos. Formou-se um mecanismo global por cedência dos painéis da alma do 1º e 2º andares e bases dos pilares no 1º piso.

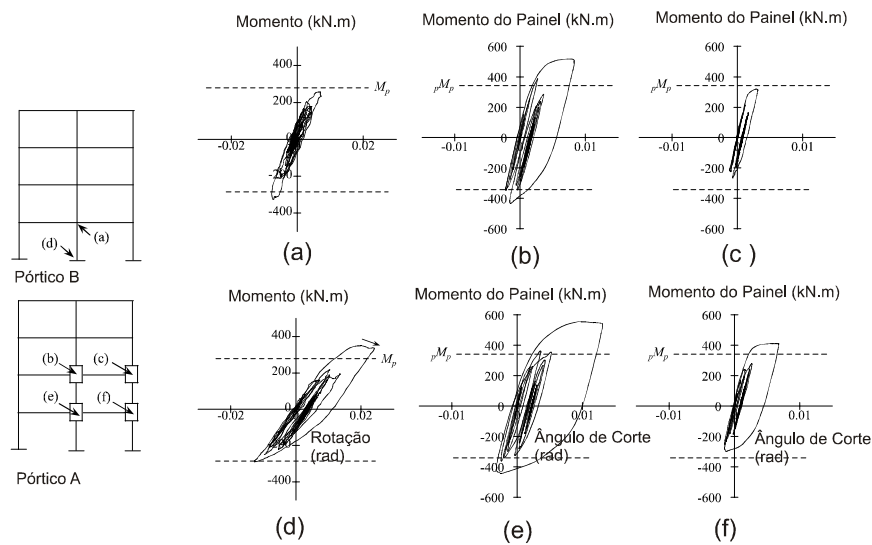


Fig. 3.24 Comportamento histerético dos pilares e painel para Takatori a 60%

Depois do ensaio a 60% de Takatori formaram-se danos em elementos não estruturais, especialmente fissuras nos cantos dos painéis de ALC exteriores, tendo-se observado danos do estuque das divisórias e das portas metálicas.

3.6.3. COMPORTAMENTO NO COLAPSO

O colapso da estrutura ocorreu para o registo sísmico integral atingindo-se uma velocidade máxima de 1.28m/s, 2.5 vezes superior ao nível sísmico 2 previsto na regulamentação japonesa. O colapso deu-se por mecanismo de andar do 1º piso, como se vê na Fig. 3.25, formando-se rótulas plásticas e verificando-se fenómenos de encurvadura nas extremidades dos pilares da base. Houve cedência de outros elementos estruturais (pilares, vigas e painéis da alma), no entanto estes não dominaram o colapso.

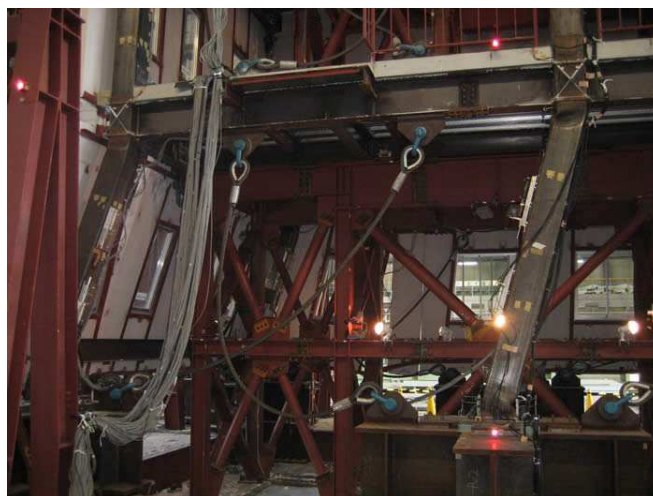
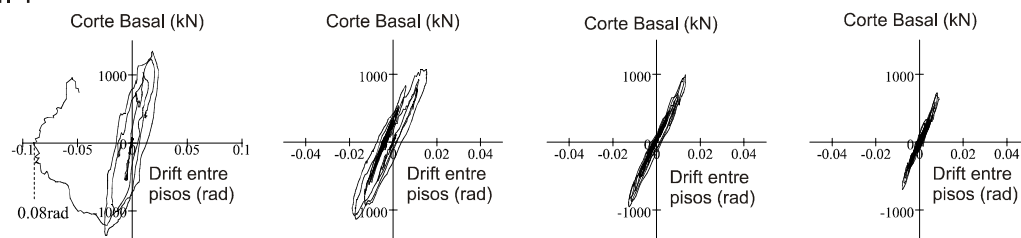


Fig. 3.25 Colapso da estrutura depois do registo integral de Takatori

A Fig. 3.26 representa a relação as forças de corte e drift. O drift máximo entre pisos foi de 8% na direcção Y e 19% na direcção X. No 2º piso os drifts máximos foram cerca de 1 e 2%, respectivamente, registando-se um aumento residual relativamente aos ensaios anteriores. Foi verificado a mudança de mecanismo global para mecanismo de andar na estrutura, como se pode constatar pelas curvas corte basal drift entre pisos que no 1º piso deixou de ser uma elipse.

Dir. Y



Dir. X

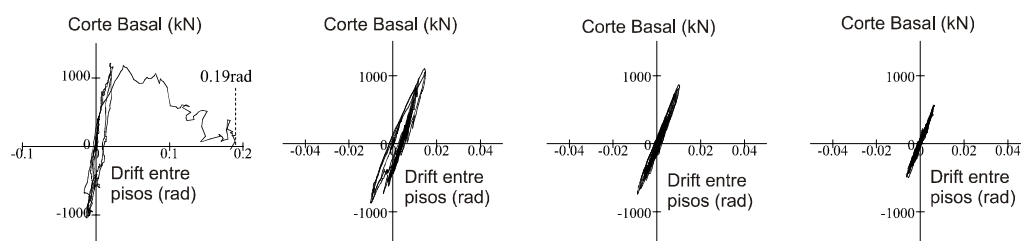


Fig. 3.26 Relações corte basal e drift entre pisos no 1º, 2º, 3º e 4º pisos, nas direcções Y e X, para Takatori a 100%

Na base do pilar central do 1º piso, o momento máximo deste é menor que no registo a 60%, mostrando claramente a degradação de resistência na Fig. 3.27. Por outro lado, o painel da alma demonstra um comportamento histerético estável, mas logo após a deterioração da resistência do pilar, ocorre a descarga do momento aplicado ao painel e com isso a resistência por corte do pórtico decresce significativamente. Através das relações históricas, o instante de colapso dos membros principais é facilmente identificável. Na Fig. 3.28 vê-se uma representação dos deslocamentos do 1º piso para o registo integral e pode-se ver com um círculo o instante da degradação da resistência do pilar e a descarga do painel da alma.

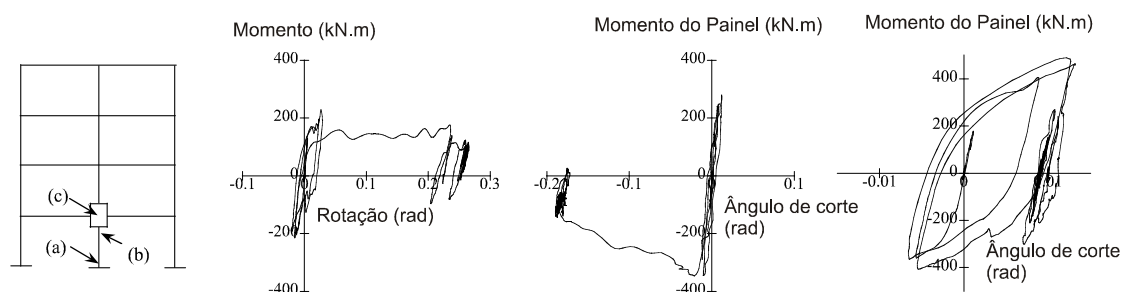


Fig. 3.27 Comportamento histerético do pilar e painei para registo integral

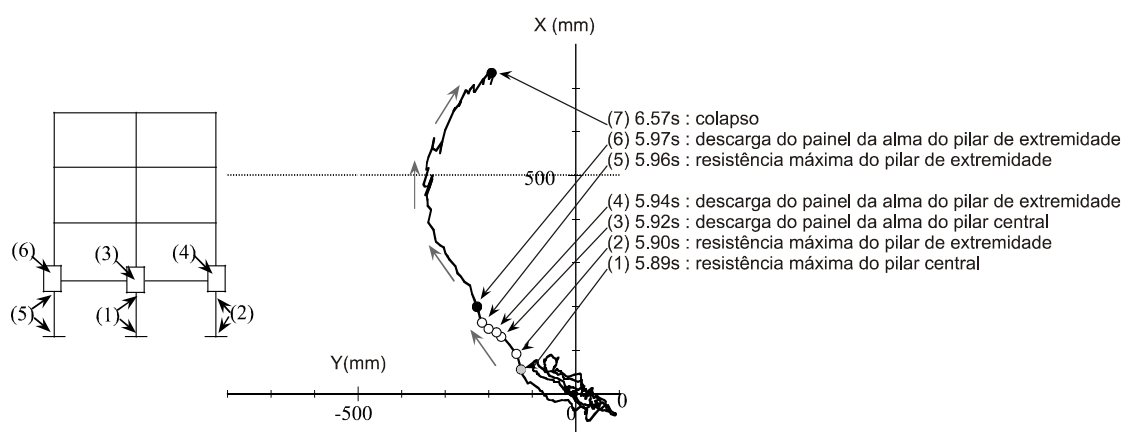


Fig. 3.28 Representação dos deslocamentos do 1º piso e sequência do colapso no registo integral.

A mudança do mecanismo deu-se pela deterioração da resistência do pilar central no instante 5.89s após o início do registo, terminando-se a formação do mecanismo de andar aos 5.97s com a degradação de resistência dos pilares de extremidade. Como se vê na Fig. 3.28, a mudança de mecanismo ocorreu em 0.08s e no instante 6.57s a estrutura colapsou e colidiu com o sistema de segurança existente no 1º piso. A deterioração dos pilares devido à encurvadura local depois de vários ciclos de deformação plástica de larga amplitude foi uma das causas que terão provocado o colapso da estrutura metálica dimensionada segundo o regulamento japonês. O nível de excitação foi 2.5 vezes superior ao nível sísmico de dimensionamento 2.

3.7. CONCLUSÕES RELATIVAS AOS ENSAIOS

Nos parágrafos seguintes, apresenta-se um resumo dos resultados obtidos nos ensaios realizados na mesa sísmica.

Para uma intensidade de 5% de Takatori, foi possível obter os primeiros modos de vibração e coeficientes de amortecimento da estrutura. Os períodos dos primeiros modos foram 0.8 e 0.76s nas direcções Y e X, respectivamente e o amortecimento de 2.3 e 2.1%.

Para a aplicação do nível de intensidade de 20% de Takatori, equivalente ao nível sísmico 1 previsto na regulamentação japonesa, o edifício respondeu elasticamente, com um drift máximo entre pisos inferior aos 0.5% estabelecidos na regulamentação japonesa.

Na aplicação do nível sísmico 2, com intensidade de 40% de Takatori, o edifício respondeu em regime elástico, verificando-se no entanto uma ligeira cedência de alguns elementos, tendo-se registado um drift máximo entre pisos de 1%.

Com a aplicação de 60% de Takatori, o edifício respondeu em regime elasto-plástico, observando-se o nível de colapso incipiente, com a cedência de vários elementos resistentes. O drift máximo entre pisos foi de 1.9% registando-se uma deformação residual de 0.3%.

Para o registo integral de Takatori, o edifício respondeu em regime elasto-plástico, com deformações plásticas acumuladas, registando-se o colapso do edifício por mecanismo de andar no 1º piso.

O drift máximo entre pisos foi de 8% na direcção Y e 19% na direcção X, para o registo integral (Takatori a 100%). No 2º piso os drifts máximos foram cerca de 1 e 2%, respectivamente, registando-

se um aumento residual relativamente aos ensaios anteriores. Na Fig. 3.29 encontra-se um resumo dos drifts entre pisos máximos registados para os vários níveis de intensidade. Na direcção X, o drift máximo ocorreu no 2º piso até Takatori a 60%, já na direcção Y o drift máximo foi sempre no 1º piso crescendo mais que os restantes a partir de Takatori a 20%.

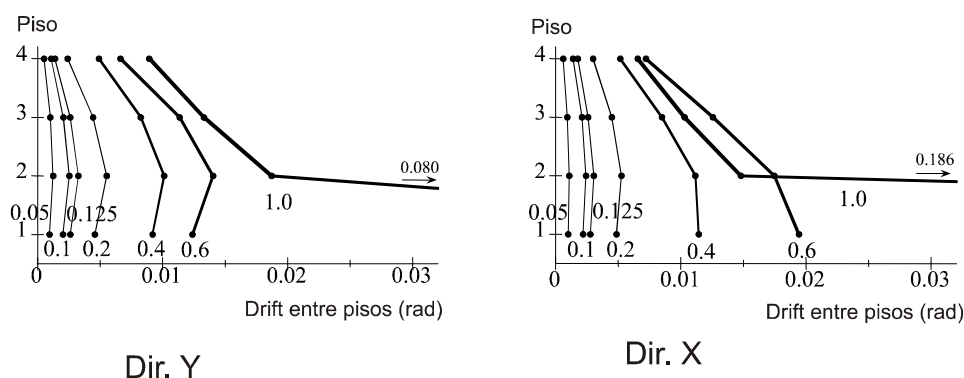


Fig. 3.29 Perfil dos drifts máximos entre pisos obtidos para cada nível de excitação

3.8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foi feita uma descrição do ensaio experimental, ao nível do processo construtivo, descrição dos materiais de construção, localização da instrumentação utilizada, caracterização das acções aplicadas e uma descrição dos resultados experimentais obtidos.

A estrutura a ensaiar é um pórtico de ligações rígidas, constituído por pilares tubulares e lajes assentes em chapa colaborante. A nível do processo construtivo destaca-se a utilização de perfis tubulares não correntes na construção portuguesa, com a assemblagem dos pilares “árvore” soldados a troços de vigas metálicas em I, que são aparafusadas posteriormente ao troço de viga intermédio. Ao nível das ligações, segundo as recomendações posteriores ao sismo de Kobe, não se faz buraco de acesso da soldadura e colocam-se diafragmas na intersecção com as vigas.

O aço utilizado para os pilares apresentou características médias semelhantes ao do utilizado nas vigas, o que desvirtuou a filosofia pilar forte/viga fraca e apesar de os momentos resistentes dos pilares ser superior, após as demandas inelásticas elevadas dos ensaios de magnitude inferior ao de Kobe resultou num comportamento de colapso por mecanismo de andar precipitado pelo aparecimento de fenómenos de encurvadura.

A instrumentação utilizada, consistiu em acelerómetros, medidores de deslocamentos e extensómetros, donde se destaca a utilização de medidores de deslocamentos de pequena e grande amplitude nos dois primeiros pisos devido à previsível formação de grandes drifts entre estes pisos.

O carregamento estático e discretização das massas foram materializado pela aplicação de forças/massas pontuais baseado em áreas de influência, já o carregamento dinâmico aplicado à estrutura não foi o sinal integral de Takatori, aplicando-se à estrutura o sinal efectivamente transmitido à estrutura que foi um bocado mais severo.

O comportamento global da estrutura foi descrito para os vários níveis de intensidade, dos quais se retiraram importantes ilações que auxiliaram a modelação da estrutura. Com a aplicação do nível de

intensidade de 5%, foi possível determinar as propriedades modais da estrutura. Com os níveis de intensidade de 20 e 40% de Takatori, a estrutura respondeu em regime elástico, observando-se para este último a cedência de alguns elementos da estrutura. Para o nível e intensidade de 60% de Takatori pretendeu-se reproduzir a acção de base sísmica determinada com base na regulamentação japonesa, observando-se para este nível de intensidade um bom comportamento estrutural, dissipativo apesar da formação de rótulas plásticas se dar em pilares e painéis da alma. O procedimento experimental terminou com a aplicação do registo integral de Takatori, com uma intensidade claramente superior à prevista pela legislação japonesa, verificando-se para este nível de intensidade o colapso da estrutura por mecanismo de andar, precipitado por fenómenos de degradação de resistência nos pilares.

No próximo capítulo será feita uma introdução ao programa de cálculo estrutural utilizado e uma pormenorização de todas as opções de modelação assumidas para a simulação numérica do comportamento dinâmico da estrutura nos ensaios realizados.

No que toca nos parâmetros de modelação utilizados serão apresentados os elementos finitos, leis materiais constitutivas e leis momento curvatura utilizados. A representação das condições do problema será feita com a definição das acções aplicadas à estrutura, estáticas ou dinâmicas e a definição da massa e amortecimento modal. Será feita a introdução dos modelos numéricos utilizados para as diversas análises realizadas.

4

MODELOS NUMÉRICOS E TIPOS DE ANÁLISES

4.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO

As análises da estrutura foram realizadas nos programas Robot e OpenSEES.

O Robot é um software de análise estrutural da Autodesk oferecendo regulamentação e perfis comerciais específicos de cada país para a análise de soluções estruturais. O programa permite calcular uma ampla variedade de estruturas com uma vasta coleção de elementos, fornecendo resultados com bons tempos de cálculo. Este software é versátil o suficiente para enquadrar análise estrutural simples ou complexos elementos finitos e oferece ainda uma interface bastante boa com outros produtos da Autodesk.

OpenSEES é a sigla de “Open System for Earthquake Engineering Simulation”. Este programa foi desenvolvido pela plataforma computacional para a investigação de Engenharia Sísmica no “Pacific Earthquake Engineering Research Center” e é um software de código aberto de simulação sísmica que permite aos utilizadores adicionar leis constitutivas materiais e novos tipos de elementos. O OpenSEES é aplicado essencialmente à análise do comportamento sísmico de estruturas e permite a realização de vários tipos de análise nomeadamente, estática, dinâmica e modal. O programa tem uma extensa biblioteca de elementos finitos aplicáveis a estas análises. Nas análises levadas a cabo neste trabalho utilizaram-se os elementos “ElasticBeamColumn”, “BeamwithHinges” e “dispBeamColumn”

Quanto às leis materiais constitutivas, pretendeu-se representar materiais com e sem degradação de resistência, especialmente nos elementos metálicos, para poder simular os efeitos de encurvadura local ao nível da secção. Para o efeito utilizou-se para o aço as leis materiais “Steel02” e “Hysteretic”, sendo que este último, quando utilizado, foi associado em paralelo ao primeiro para representar material com degradação. Dessa forma, para representar as vigas, só se utilizou a 1ª lei. Já para os pilares realizaram-se estudos de sensibilidade com as duas leis. Para o betão foi utilizada a lei material “Concrete02”, não sendo considerado o efeito da armadura já que, tal como se pode constatar anteriormente, as lajes eram em chapa colaborante e a armadura utilizada nos três primeiros pisos foi malhassol, considerada armadura de fissuração não relevante para o comportamento estrutural. Já no quarto piso, uma vez que a laje é maciça, podia haver consideração da armadura longitudinal. No entanto, uma vez que no ensaio o comportamento da laje de cobertura se manteve elástico, a presença de armadura considerou-se pouco relevante.

4.2. Elementos finitos

4.2.1. ELEMENTO ELÁSTICO

O elemento “elasticBeamColumn” é um elemento elástico que cria um elemento de viga consoante a introdução das características geométricas seccionais.

Neste trabalho houve o cuidado de considerar os comprimentos livres dos elementos em estudo. Assim, foram considerados elementos elásticos com uma rigidez à flexão cinco vezes superior à dos componentes reais para simular os segmentos rígidos de viga e do pilar na região do nós viga-pilar.

4.2.2. RÓTULAS PLÁSTICAS

O elemento “beamWithHinges” considera uma formulação não iterativa da flexibilidade, considerando a plasticidade concentrada ao longo de um comprimento de rótula (L_p) definido no elemento. Este elemento localiza as rótulas plásticas nas extremidades do elemento. Este tipo de elemento divide o elemento em três partes: duas rótulas plásticas nas extremidades e uma região linear elástica na zona central (Fig. 4.1).

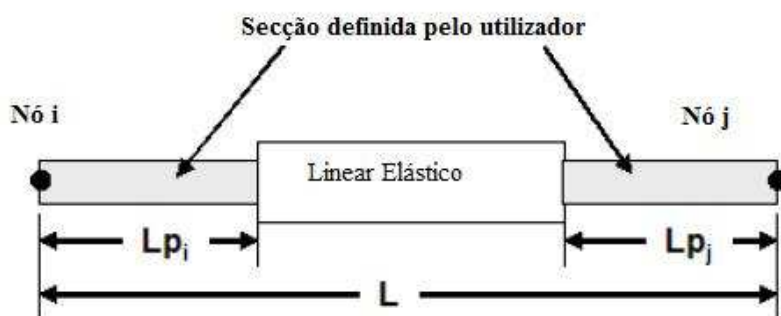


Fig. 4.1 Elemento de rótula plástica

Enquanto que a integração da plasticidade distribuída baseada em elementos de força distribui os pontos de Gauss ao longo do comprimento, o de rótulas plásticas localiza os pontos de Gauss nas extremidades do elemento. Dois pontos de integração são utilizados para representar a curvatura precisamente, com integração Gauss-Radau (Fig. 4.2).

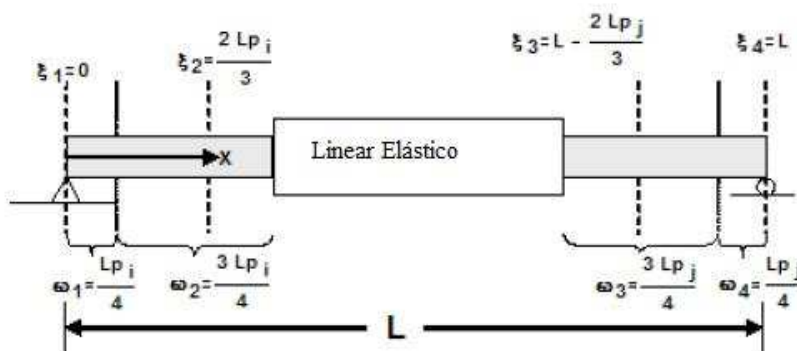


Fig. 4.2 Formulação Gauss Radau rótula plástica

Dois pontos de integração por rótula, requerem muito esforço computacional. Sendo assim é utilizada a integração Gauss-Radau desenvolvida por Scott (2006), que aplica a integração da rótula Gauss-Radau ao longo de um comprimento igual a $4L_p$ em vez de L_p . As propriedades elásticas são aplicadas nos dois pontos de Gauss intermédios, como se pode constatar na Fig. 4.3.

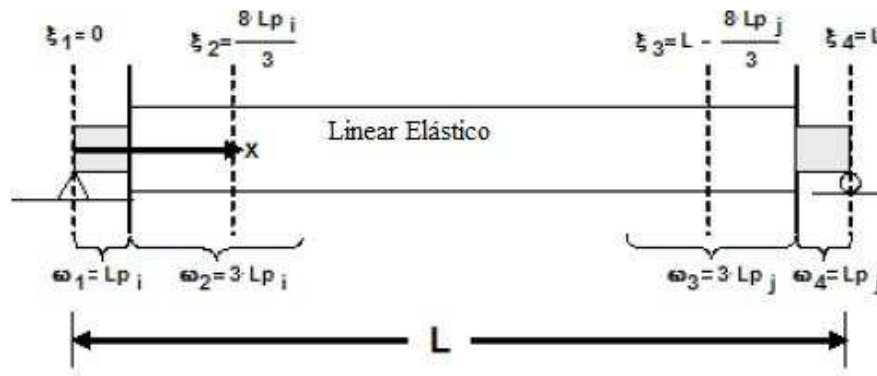


Fig. 4.3 Figura com formulação Gauss Radau modificada rótula plástica

Há muitas vantagens neste tipo de formulação, nomeadamente o facto de o comportamento não-linear estar confinado aos pontos de integração nas extremidades do elemento sendo que o utilizador só precisa de especificar o comprimento de cada rótula, permitindo assim capturar o maior momento de flexão nas extremidades e representando de forma exacta a distribuição linear da curvatura.

Os dados a introduzir neste elemento são as propriedades geométricas e os materiais da secção elástica e as leis momento-curvatura e extensão das rótulas plásticas que regem o comportamento não-linear à flexão deste elemento.

Este elemento permite, em conjunto com um bom estudo e a definição das leis momento-curvatura dos elementos, representar adequadamente o comportamento pretendido com pouco esforço computacional.

4.2.3. ELEMENTO NÃO-LINEAR FORMULADO EM DESLOCAMENTOS

O elemento “dispBeamColumn” é um elemento formulado em deslocamentos, que pode ou não basear-se numa formulação iterativa de forças e que considera a distribuição de plasticidade ao longo do elemento. Entre os parâmetros de entrada do elemento encontra-se o número de pontos de Gauss e a precisão de cálculo pretendida. Este elemento necessita também da definição prévia da definição do comportamento seccional.

A integração ao longo dos elementos é baseada na regra de quadratura de Gauss-Lobatto (com dois pontos de integração).

A definição deste elemento com uma secção transversal analisada por fibras permite capturar a distribuição da plasticidade quer ao longo do elemento quer ao nível da secção transversal, exigindo apenas o conhecimento das leis materiais uniaxiais que constituem o elemento, requerendo no entanto um grande esforço computacional.

4.2.4. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos elásticos foram utilizados para representar elementos da estrutura expectáveis de responderem em regime elástico ou cujo comportamento não-linear implicaria estados de deformação in comportáveis para os outros elementos. Os elementos susceptíveis de estarem neste regime são os painéis da alma que, como ficou patente nos ensaios realizados, apesar de plastificarem ligeiramente viram o seu comportamento limitado pelos pilares adjacentes que registaram níveis importantes de plastificação. Os painéis da alma não foram por isso discretizados nos modelos.

Para os pilares foram assumidas as características geométricas reais, já nas vigas mistas foram assumidos valores superiores para os momentos de inércia transversal e área, levando a uma rigidez flexional e axial elevadas, para simular o comportamento de diafragma rígido da laje colaborante. Apesar de não ser uma laje maciça, tendo uma direcção de rigidez preferencial, dada a forma como a ligação é de resistência total realizada em todas as vigas principais e secundárias, nas duas direcções a laje assumiu-se rígida.

Os elementos de rótulas plásticas foram utilizados para modelar os pilares e as vigas mistas, tendo as leis momento-curvatura sido obtidas através de uma análise seccional com recurso a elementos de fibras. Houve o cuidado de considerar o comportamento não-simétrico das secções mistas. No entanto, a definição das características elásticas da secção nos elementos intermédios revelou-se difícil, tendo-se optado pela utilização de uma rigidez à flexão intermédia.

Os elementos não-lineares baseados em deslocamentos foram utilizados para as análises seccionais de consolas para obtenção das leis momento-curvatura para as rótulas plásticas, tendo-se estendido esta análise ao pórtico global, nomeadamente nos elementos de viga e pilar.

4.3. LEIS CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS E LEIS MOMENTO CURVATURA

Para a definição das propriedades materiais foram utilizadas várias leis materiais uniaxiais que são expostas de seguida consoante a sua aplicação.

4.3.1. AÇO

Para o aço, tal como já foi referido, foram utilizadas duas leis materiais uma que não incorpora degradação do material e outro que o faz para níveis de extensões significativas. A primeira lei é constituída apenas pela lei material “Steel02”, já a segunda resulta de uma associação em paralelo da lei “Steel02” com a lei “Hysteretic”.

4.3.1.1. “Steel02”

O modelo material constitutivo Giuffré-Menegotto-Pinto, foi utilizado para reproduzir o comportamento do aço sem degradação de resistência. O modelo foi criado por Menegotto e Pinto (1973) e modificado por Filippou (1982), tendo em conta o endurecimento isotrópico das extensões. Eficaz no cálculo devido à relação explícita da função de deformação, este modelo fornece bons resultados quando comparados com os ensaios cíclicos do aço. Esta lei material permite definir o módulo de elasticidade, a forma do patamar de plastificação e o endurecimento da secção, como se pode ver na Fig. 4.4.

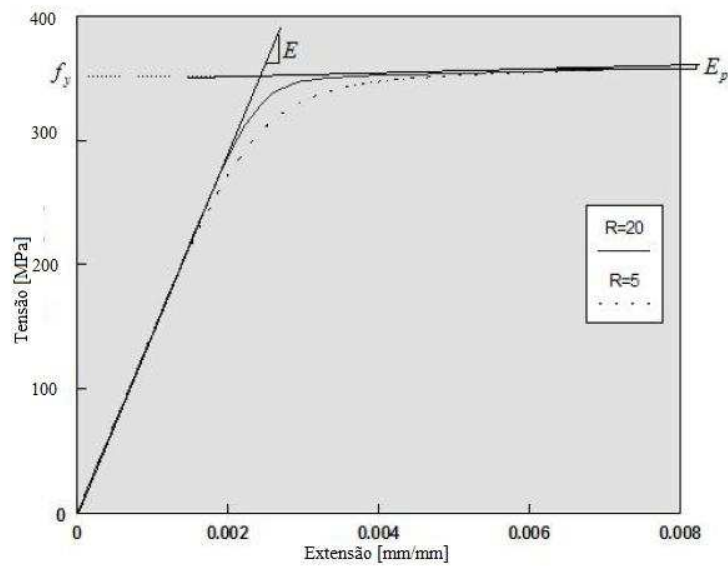


Fig. 4.4 Curva típica tensão extensão da lei material “Steel02”

No entanto não permite definir o fim do endurecimento, nem o seu decaimento. Dessa forma torna-se necessário recorrer também a uma associação desta lei com a lei “Hysteretic” quando se pretende analisar de forma simplificada a degradação da resistência seccional resultante do fenómeno de encurvadura local.

4.3.1.2. “Hysteretic”

Esta lei material permite a criação de uma lei material tetralinear, sendo o último trecho da lei constituído por patamar como se pode observar na Fig. 4.5. Esta lei permite definir também a degradação das várias características que regem o comportamento força deslocamento, com definição desta degradação com base em factores de ductilidade ou energia e ainda regimes de descarga com rigidez degradada com base na ductilidade.

Apesar da degradação das características da lei material ser possível, a sua correcta definição implicaria estudos de sensibilidade dos materiais e ensaios cíclicos credíveis para os corroborar pelo que não foi considerado, uma vez que se considera fora do âmbito deste trabalho. Esta lei material permite criar um comportamento assimétrico já que são precisos definir os três pontos da lei para níveis de força/tensão positivos e negativos.

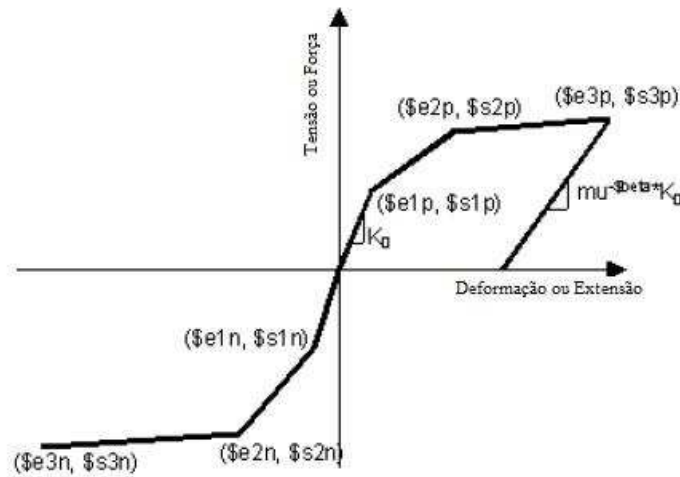


Fig. 4.5 Curva típica tensão/força extensão/deformação da lei material "Hysteretic"

4.3.2. BETÃO

Para simular o comportamento do betão foi utilizado o modelo constitutivo "Concrete02", que consiste numa lei uniaxial não-linear que incorpora a diminuição da resistência última após ser atingida a tensão máxima resistente. Este modelo incorpora também a resistência do betão à tracção (Fig. 4.6). A definição deste material requer a introdução das tensões máximas e residual de compressão e máxima de tracção, a extensão na tensão de compressão máxima e para a qual a tensão residual é atingida, tal como a definição do amaciamento da tensão de tracção depois do pico (convém ser gradual para não causar problemas numéricos). A nível de comportamento histerético permite definir a rigidez na descarga. A rigidez inicial (E_0) é calculada com base na expressão:

$$E_0 = 2f_{pc}/\epsilon_{psc0} \quad (4.1)$$

onde f_{pc} é a tensão de compressão máxima e ϵ_{psc0} a extensão na tensão de compressão máxima. Tanto em compressão como em tracção a rigidez calculada é igual. Apesar de ser possível definir o ramo de descarga com rigidez diferente da de carga, esta opção não foi incorporada pelo mesmo motivo da não incorporação da degradação das características da lei material "Hysteretic".

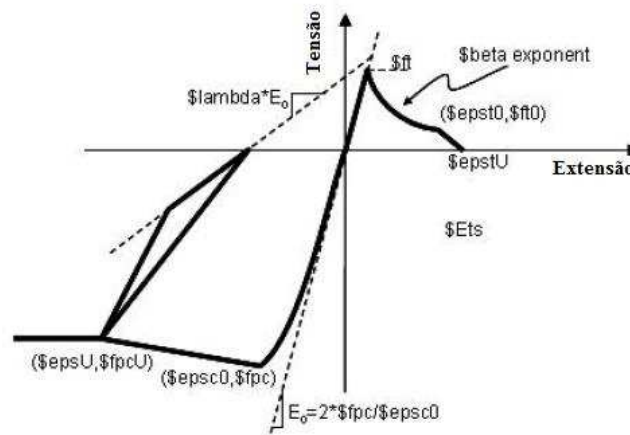


Fig. 4.6 Curva típica tensão/força extensão/deformação da lei material "Concrete02"

4.3.3. LEIS MOMENTO-CURVATURA PARA ELEMENTOS DE RÓTULAS PLÁSTICAS

A lei “Hysteretic” foi utilizada para representar a lei momento-curvatura de vigas e pilares (nos casos de não se considerar degradação da resistência local) enquanto que a lei “Pinching04” foi utilizada para pilares (nos casos em que se considerou a degradação de resistência local). A assimetria permitida pela lei material “Hysteretic” foi um dos factores de escolha desta lei força-deslocamento para a modelação das leis momento-curvatura no modelo de rótulas plásticas já que o comportamento misto da laje colaborante é distinto para momentos positivos e negativos.

4.3.3.1. “Pinching4”

Esta lei permite construir uma relação força deslocamento ou tensão deformação pentalinear com definição da força/tensão residual, utilizada para representar a degradação no comportamento força-deformação em carregamentos cíclicos (Fig. 4.7). A degradação cíclica da resistência e rigidez pode ocorrer de três formas: degradação na rigidez de descarga, degradação da rigidez de recarga e degradação da resistência. A definição deste material requer a introdução dos pares de coordenadas força-deformação, sendo que para cada um deles existe um factor redutor por carregamento cíclico da força, deformação e também da rigidez. Este material permite a definição do tipo de degradação incorporado que pode ser energético ou cíclico. Este material precisa da definição dos factores de rigidez, força e deformação para o qual termina a descarga e começa a carga no ramo oposto. Esta lei material revela-se muito completa e algo complexa, sendo que o controlo de todos os parâmetros deve ser cuidadosamente tido em conta, permitindo virtualmente, graças à sua flexibilidade, adaptar-se a qualquer lei material complexa.

Por motivos já referidos anteriormente, os parâmetros de degradação em regime cíclico foram considerados nulos e os parâmetros de descarga aproximados o mais possível ao comportamento cíclico do elemento em consideração.

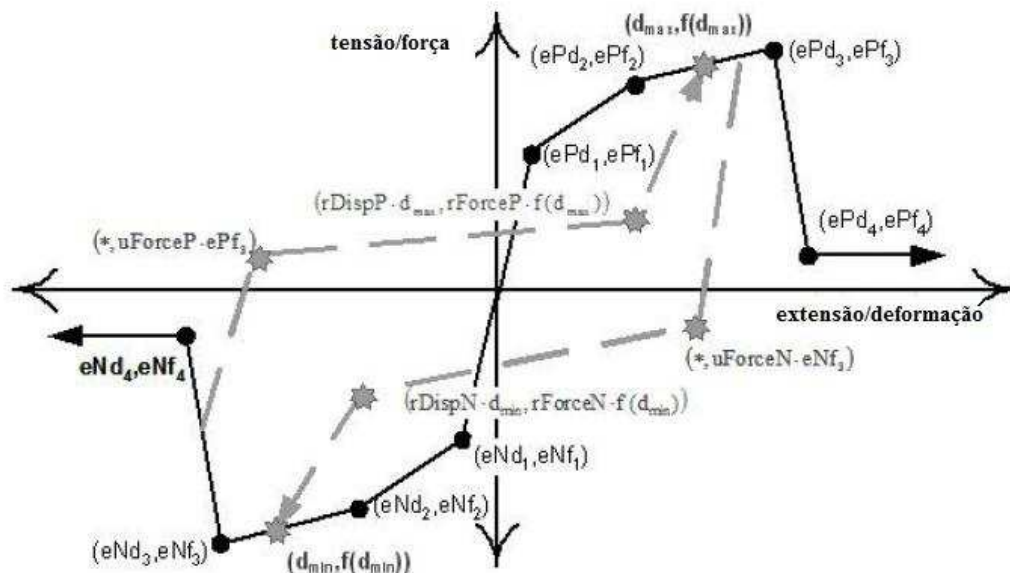


Fig. 4.7 Curva típica força deformação da lei material “Pinching4”

4.3.4. RESUMO DAS PROPRIEDADES DAS LEIS MATERIAIS

4.3.4.1. Modelo de fibras

Os elementos dos modelos de fibras considerados assumem a validade da hipótese de secções planas na estrutura tal como uma interacção total das secções mistas.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios à tracção das secções transversais, tiraram-se as seguintes ilações para a modelação das propriedades mecânicas dos materiais. Apesar de o comité ter reportado que as propriedades do aço dos pilares do 1º andar eram diferentes nos restantes, com base nos ensaios referidos efectuados pela organização podem-se constatar que estes não têm grande disparidade no que toca tanto a tensão de cedência como última daí que se tenha considerado a média destas propriedades para a modelação. Quanto ao aço das vigas, foi utilizada uma média das resistências das vigas do 1º andar, uma vez que, como foi observado no ensaio, são estas que mais influenciam o comportamento estrutural. Tanto para o aço dos pilares como das vigas, o endurecimento foi calculado assumindo uma lei bilinear, com a tensão última a ser atingida para a extensão de 15%.

Tabela 4.1 Propriedades mecânicas para o modelo sem degradação do aço ("Steel02")

Elemento Estrutural	Módulo de Elasticidade [GPa]	Tensão de cedência [MPa]	Tensão última [MPa]	Endurecimento [%]
Viga	200	345	471	0.43
Pilar	200	331	423	0.31

Para a modelação do aço dos pilares recorreu-se a uma associação em paralelo com as seguintes características, para a lei "Steel02", um módulo de elasticidade de 100GPa, tensão de cedência de 160MPa e endurecimento de 0.31%, já para a lei Hysteretic foram utilizados os seguintes pontos de controlo:

Tabela 4.2 Pontos de referência para a lei trilinear "Hysteretic"

Fy [MPa]	εy [mm/mm]
170	0.0017
177	0.011
0	0.06

No que toca à modelação do betão, com base nos ensaios de compressão realizados para os diversos pisos, foi assumida a média destes valores por não haver grandes disparidades. Para a tensão de compressão residual usou-se 1/3 da tensão última atingindo-se esta no quádruplo da extensão de compressão última. Assumiu-se uma resistência à tracção de 10% da resistência última à compressão, com um ramo de amaciamento com 10% do módulo de elasticidade calculado com base na equação 4.1.

Tabela 4.3 Propriedades mecânicas para o modelo de betão ("Concrete02")

Módulo de Elasticidade [GPa]	Tensão última [MPa]	Extensão na tensão última [mm]
17.15	34.3	0.004

4.3.5. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Para a definição das leis momento-curvatura das vigas utilizaram-se consolas de comprimento unitário, modeladas com elementos não-lineares com secção de fibras, com as considerações das leis materiais já referidas anteriormente. Para os momentos negativos o comportamento do betão não trouxe grandes alterações do comportamento das vigas mistas, a não ser ao nível da rigidez inicial que rapidamente tendia para a rigidez da secção metálica, assumindo-se o comportamento global igual ao da secção metálica sem presença da laje. Para os momentos positivos considerou-se a presença da laje na modelação do comportamento. Assim, assumiu-se uma largura efectiva de laje de 60cm que tem em conta as limitações geométricas do problema para todos os pisos. Quanto à espessura da laje de betão houve a necessidade de considerar alturas diferentes, consoante o piso. Para a laje de cobertura considerou-se 15cm de espessura para as duas direcções já que é uma laje maciça. Para os restantes pisos, uma vez que a laje é em chapa colaborante, considerou-se uma espessura de 17.5cm para a direcção de funcionamento da laje (X) e 10cm para a direcção perpendicular, com uma descontinuidade de 7.5cm, como se pode observar na Fig. 4.8.

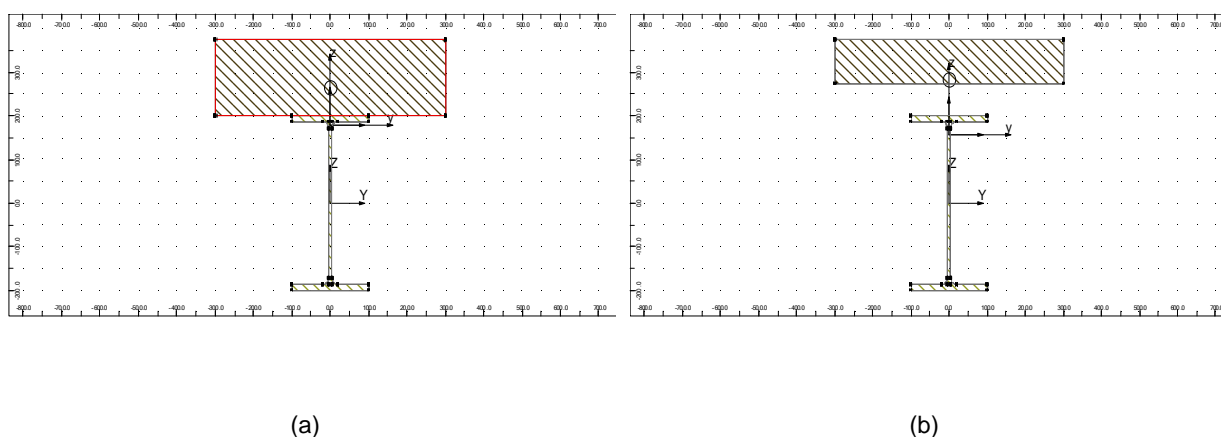


Fig. 4.8 Comparação da modelação de viga mista nas direcções X (a) e Y (b), (Perfil H-400x200x8x13)

A Tabela 4.4 apresenta um resumo dos pontos de referência utilizados para as leis momento-curvatura das vigas.

Tabela 4.4 Propriedades mecânicas das leis momento curvatura (vigas)

Ponto [M-kN.m]	HMM346	HMY340	HMX350	HMY350	HMY390	HMX396	HMX400	HMY400
fp3	512.198	709.665	648.526	631.693	924.445	772.689	866.847	826.893
fp2	510.071	709.665	648.372	631.185	924.445	772.689	866.847	826.893
fp1	399.675	593.797	538.005	537.302	812.071	629.935	722.591	714.971
fn1	-227.404	-310.839	-260.962	-260.962	-472.577	-341.626	-405.274	-405.274
fn2	-239.898	-355.556	-294.040	-294.040	-532.076	-381.644	-451.382	-451.382
fn3	-242.217	-362.429	-299.868	-299.868	-543.357	-389.907	-461.194	-461.194

Ponto [φ -]	HMM346	HMY340	HMX350	HMY350	HMY390	HMX396	HMX400	HMY400
ep3	0.084	0.030	0.062	0.036	0.026	0.057	0.052	0.030
ep2	0.032	0.017	0.042	0.026	0.017	0.032	0.027	0.017
ep1	0.006	0.006	0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.005
en1	-0.011	-0.010	-0.010	-0.010	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009
en2	-0.050	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014
en3	-0.497	-0.099	-0.099	-0.099	-0.099	-0.099	-0.099	-0.099

Uma vez que não é possível reproduzir directamente a interacção esforço axial-momento, num modelo com elementos de rótulas plásticas, consideraram-se vários esforços axiais médios em cada pilar nos dois primeiros pisos para carregamento estático. Uma vez que o esforço axial máximo não ultrapassa 15% da resistência axial do pilar, verificou-se que a presença do esforço axial não conduz a uma diminuição significativa em termos de momento resistente. No entanto, ao nível de deformabilidade, a presença de esforço axial diminui a capacidade de rotação do pilar, como se pode constatar na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Propriedades mecânicas das leis momento curvatura (pilares)

Ponto [M-kN.m]	TUB300	TUB300N1	TUB300N2	TUB300N3	TUB300N4
fp4	251.015	272.332	273.328	268.293	259.902
fp3	382.017	379.656	378.091	374.502	370.031
fp2	380.817	378.669	376.898	373.821	369.723
fp1	378.567	376.170	374.141	368.816	362.259
fn1	-378.567	-376.170	-374.141	-368.816	-362.259
fn2	-380.817	-378.669	-376.898	-373.821	-369.723
fn3	-382.017	-379.656	-378.091	-374.502	-370.031
fn4	-251.015	-272.332	-273.328	-268.293	-259.902

Ponto [φ -]	TUB300	TUB300N1	TUB300N2	TUB300N3	TUB300N4
ep4	0.398	0.318	0.302	0.283	0.26666
ep3	0.076	0.068	0.064	0.064	0.05970003
ep2	0.064	0.060	0.056	0.056	0.05571987
ep1	0.013	0.013	0.013	0.012	0.01217832
en1	-0.013	-0.013	-0.013	-0.012	-0.0121783
en2	-0.064	-0.060	-0.056	-0.056	-0.0557199
en3	-0.076	-0.068	-0.064	-0.064	-0.0597
en4	-0.398	-0.318	-0.302	-0.283	-0.26666

Para o modelo que não contempla degradação do momento com deformações excessivas o quarto ponto não entra na definição da lei “Hysteretic” terminando a lei em patamar.

4.4. ACÇÕES

4.4.1. CARGAS INICIAIS

Para uma boa definição das forças verticais existentes antes da aplicação do sismo e para a determinação correcta das frequências próprias da estrutura, é necessária a definição da distribuição da massa efectiva global que afecta o comportamento da estrutura. Para efeitos de análise dinâmica apenas foram considerados os graus de liberdade translacionais das massas expectáveis de afectar o comportamento da estrutura a nível dinâmico, assumindo-se nula a massa para os graus de liberdade rotacionais.

Para a determinação da massa afecta a cada viga assumiu-se uma distribuição uniforme da massa ao longo do diafragma. A massa pode ser assumida distribuída uniformemente ao longo dos elementos das vigas ou concentrada nos nós da estrutura. De forma a reduzir o tempo de cálculo da estrutura optou-se pelo segundo tipo de representação, sendo que de forma a ter em conta a presença de vigas secundárias, foram considerados nós na zona de ligação à viga principal, tendo cada viga pelo menos três pontos para a definição da massa que lhe está afecta.

Foi tida esta consideração uma vez que como o sismo foi superficial, tendo sido registado numa estação localizada a curta distancia da falha tectónica, apresentou uma componente vertical muito forte, de forma que uma distribuição da massa ao longo dos elementos, tal como se prevê que seja o funcionamento estrutural, permitirá ter em conta forças de inércia verticais não só ao nível dos pilares mas também ao nível das vigas.

Já a definição das cargas verticais pode ser feita de duas formas. Nomeadamente através da aplicação de cargas verticais nos nós da estrutura ou aplicando cargas distribuídas triangulares e rectangulares ao longo do elemento. Por simplicidade de definição das cargas optou-se pela primeira forma, reconhecendo-se algumas limitações na representação destas caso o elemento de viga seja constituído por três elementos. No entanto, para mais elementos esta revela maior aproximação.

A definição das massas e cargas pontuais verticais foi feita tendo em conta a sua área de influência sendo definida com base na geometria do problema. As áreas de influência de cada nó, para os vários pisos está representada na Fig. 4.9.

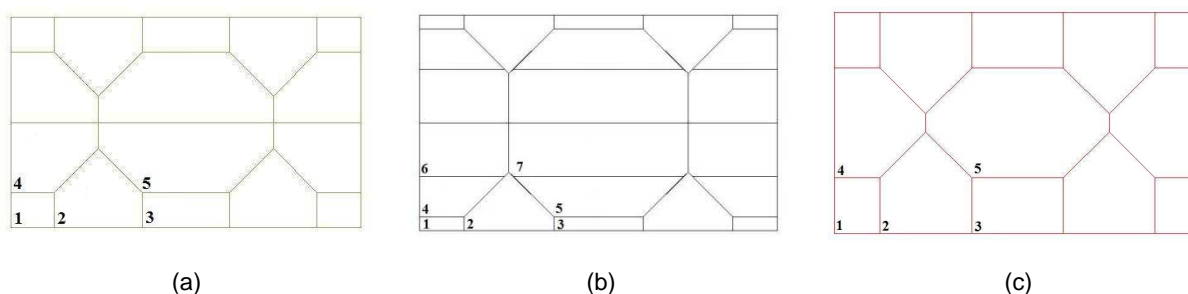


Fig. 4.9 Áreas de influência de cada tipo de nó nos diferentes pisos ((a) 1º e 2º pisos, (b) 3º piso, (c) 4º piso)

As massas pontuais foram convertidas externamente em cargas pontuais verticais no software, apresentando-se de seguida as tabelas destas para todos os pisos.

Tabela 4.6 Áreas de influência, massas e forças pontuais aplicadas em cada nó

1º e 2º pisos				
Designação	nº de massas	A i [m2]	Massa [t]	Peso [kN]
1	4	1.25	1.01	9.9
2	4	4.06	3.27	32.1
3	2	2.50	2.01	19.7
4	4	4.22	3.4	33.4
5	2	8.44	6.79	66.6
Total		60	48	474

3º piso				
Designação	nº de massas	A i [m2]	Massa [t]	Peso [kN]
1	4	0.47	0.38	3.7
2	4	2.50	2.01	19.7
3	2	0.94	0.75	7.4
4	4	2.04	1.64	16.1
5	2	4.08	3.28	32.2
6	4	3.74	3.01	29.5
7	2	7.48	6.03	59.2
Total		60	48	474

4º piso				
Designação	nº de massas	A i [m2]	Massa [t]	Peso [kN]
1	4	1.88	2.01	19.7
2	4	5.31	5.69	55.8
3	2	3.75	4.01	39.3
4	2	5.94	6.36	62.4
5	1	11.88	12.71	124.7
Total		60	64.25	630

4.4.2. PADRÕES DE CARREGAMENTO PARA ANÁLISES PUSHOVER

Para a realização das análises não linear (pushover) foi assumida uma distribuição das forças laterais na estrutura proporcional ao produto da altura de cada piso e a massa afectada a este, considerando uma deformada proporcional à altura. Esta aproximação é válida já que a estrutura é regular, sendo a participação modal dos dois primeiros modos de vibração (X e Y) superior a 85%.

A Tabela 4.7 resume as forças horizontais aplicadas em cada piso.

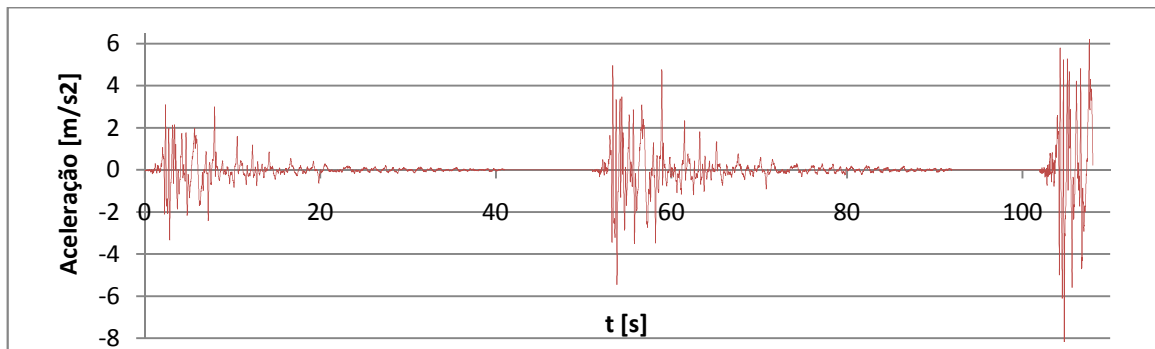
Tabela 4.7 Cargas horizontais por piso para carregamento "Pushover"

Piso	Peso/Piso [kN]	hi [m]	Pi*hi [kN.m]	Fi [kN]
1	474	3.875	1836.75	193
2	474	7.375	3495.75	367
3	474	10.875	5154.75	541
4	630	14.375	9056.25	951
Total	2052	15.275	19543.5	2052

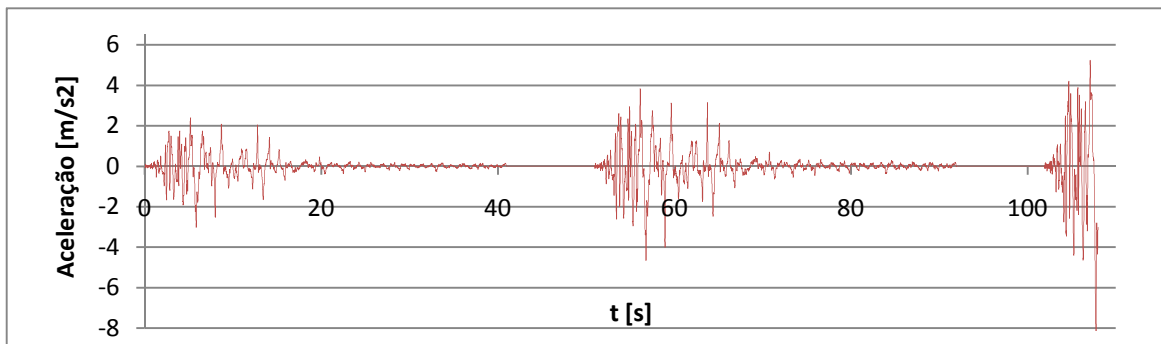
4.4.3. INPUT SISMO PARA ANÁLISE DINÂMICA

Para a realização das análises dinâmicas foi considerado o registo sísmico efectivamente aplicado durante a realização do ensaio. A duração do registo sísmico da estação de Takatori foi de 41s e no ensaio foram aplicadas graus crescentes de magnitude sísmica em diferentes dias. De forma a criar as condições em que o edifício se encontrava, com a plastificação de alguns elementos estruturais, considerou-se o registo de acelerações para as intensidades de 40%, 60% e 100% de Takatori espaçadas de 10s na qual o edifício responderá em vibração livre, sendo que para o registo integral o edifício colapso terminando o registo deste aos 7s, tal como se pode constatar na .

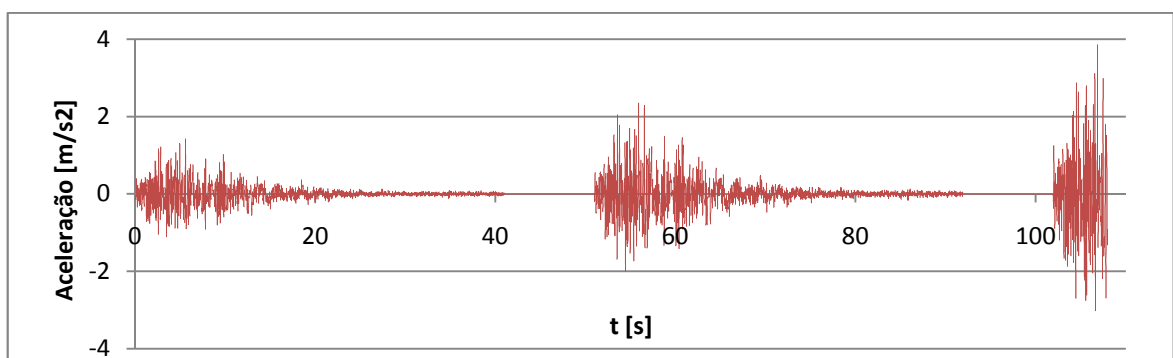
Para as intensidades de 5% e 20% de Takatori, considerou-se o mesmo sinal, devidamente escalado, interrompendo-se no fim do primeiro registo.



(a) Direcção X



(b) Direcção Y



(c) Direcção Z

Fig. 4.10 Sinal aplicado à estrutura nas três direcções

4.5. DEFINIÇÃO DO AMORTECIMENTO MODAL

Para a realização das análises dinâmicas é necessária a definição do amortecimento viscoso da estrutura. Nos ensaios de vibração livre o amortecimento modal registado para os dois primeiros modos de vibração foi de 2.1 e 2.3% nas direcções Y e X, respectivamente.

O OpenSEES permite a consideração de amortecimento de Rayleigh com base na matriz de massa e rigidez. A parcela da matriz de rigidez pode ser devida a uma ponderação da matriz de rigidez da estrutura em vários estados na análise, podendo-se usar a matriz de rigidez inicial, a utilizada no último instante calculado ou ainda a matriz de rigidez da iteração que está a ser realizado. O cálculo dos parâmetros necessários à consideração do amortecimento de Rayleigh foi realizado assumindo proporcionalidade apenas em relação à matriz de rigidez inicial e adoptou-se um valor muito reduzido inferior a 0.5% para o coeficiente de amortecimento associado ao primeiro modo de vibração. A razão para se ter considerado um coeficiente de amortecimento tão reduzido está relacionada com os níveis de elevados de plasticidade expectáveis nas análises, sobretudo para os casos de intensidade sísmica superiores a 40% do sinal Takatori.

4.6. ANÁLISES EFECTUADAS

Para uma correcta caracterização do comportamento da estrutura foram realizadas vários tipos de análises: estáticas lineares sem consideração dos efeitos de 2º ordem e modais, estáticas não-lineares (pushover) e dinâmicas não lineares com consideração de efeitos de 2º ordem.

Os dois primeiros tipos de análise foram realizados com o intuito de avaliar a rigidez da estrutura às acções verticais e horizontais e os seus modos de vibração comparando-se os resultados obtidos com os programa Robot com os resultados efectivamente registados durante o ensaio da estrutura. Depois de validar o modelo estrutural realizaram-se análises pushover com o intuito de detectar possíveis mecanismos de colapso locais e globais, tais como mecanismos de andar ou de viga.

Por fim realizaram-se análises dinâmicas no domínio do tempo para tentar reproduzir o comportamento registado nos ensaios. Foram realizadas para várias intensidades do sinal aplicado separadamente e de forma sequencial para acautelar possíveis formações de rótulas plásticas antes da aplicação da intensidade máxima que levaria a uma alteração do comportamento estrutural.

Neste âmbito são apresentadas as várias análises realizadas neste trabalho, com ênfase no tipo de elementos utilizados para a sua modelação e lei material constitutiva que o rege.

Na modelação da zona de ligação viga pilar foi assumida uma ligação rígida, já que a ligação é feita por soldadura com materiais alterados para não permitir a ocorrência de fissuração por fadiga em regimes de excursões inelásticas de amplitude e frequências elevadas. Foi considerado o comprimento livre dos elementos, sendo que nas vigas o desconto era de metade da largura da secção e para os pilares da altura da secção metálica e da laje de betão.

A nível da modelação da estrutura com elementos de fibra foram criados dois modelos, para avaliar a sensibilidade da existência de fenómenos de perda de resistência para grandes extensões devido a instabilidade geométrica, assim fizeram-se os modelos F e F-...-D, sendo que a letra “F” se refere ao modelo de fibras, “D” indica que o modelo tem degradação incorporada.

Quanto aos modelos de rótulas plásticas efectuados criaram-se seis modelos, analogamente aos modelos de fibras, avaliou-se a influência de fenómenos de degradação de resistência e pretendeu-se avaliar a influência do comprimento das rótulas plásticas nestes elementos, criando-se três modelos

com comprimentos de rótulas iguais a metade, o comprimento e o dobro da altura da secção metálica utilizada

Assim as letras “RP” representam modelo de rótulas plásticas, e 0.5H, 1.0H e 2.0H representam o comprimento da rótula plástica.

Dependendo do tipo de análise é introduzido as iniciais desta no nome do modelo a ensaiar, assim “M” é para análise modal, NLE para análise não linear estática e NLD para análise não linear dinâmica.

As análises realizadas encontram-se resumidas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 Análises realizadas

Elemento	Incorporação de degradação	Extensão Rótula Plástica	Tipo de análise					
			Estática		Dinâmica (Escala - Registo Takatori)			
			Modal	Pushover	5%	20%	40%	[40-60-100]%
Fibras	Não	N/A	F-M	F-NLE	F-NLD	F-NLD	F-NLD	F-NLD
	Sim	N/A	N/A	F-NLE-D	N/A	N/A	F-NLD-D	F-NLD-D
Rótulas Plásticas	Não	0.5H	RP-0.5H-M	RP-0.5H-NLE	RP-0.5H-NLD	RP-0.5H-NLD	RP-0.5H-NLD	RP-0.5H-NLD
	Sim	0.5H	N/A	RP-0.5H-NLE-D	N/A	N/A	RP-0.5H-NLD-D	RP-0.5H-NLD-D
	Não	1.0H	RP-1.0H-M	RP-1.0H-NLE	RP-1.0H-NLD	RP-1.0H-NLD	RP-1.0H-NLD	RP-1.0H-NLD
	Sim	1.0H	N/A	RP-1.0H-NLE-D	N/A	N/A	RP-1.0H-NLD-D	RP-1.0H-NLD-D
	Não	2.0H	RP-2.0H-M	RP-2.0H-NLE	RP-2.0H-NLD	RP-2.0H-NLD	RP-2.0H-NLD	RP-2.0H-NLD
	Sim	2.0H	N/A	RP-2.0H-NLE-D	N/A	N/A	RP-2.0H-NLD-D	RP-2.0H-NLD-D

4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, numa fase inicial, introduziu-se o programa de cálculo estrutural utilizado, tal como os elementos finitos e leis materiais utilizadas na modelação da estrutura. Foram de seguida apresentadas as leis materiais tensão-deformação do aço e do betão utilizadas nos modelos de fibras e as leis momento-curvatura utilizadas nos modelos de rótulas plásticas, de onde se destaca a criação de diferentes leis para os pilares consoante o esforço axial médio do elemento, que poderiam incorporar ou não degradação de resistência.

Foi feita uma caracterização das acções da estrutura para as diversas análises, tanto estáticas como dinâmicas e ainda da massa e do amortecimento de Rayleigh. Encerrou-se o capítulo com a apresentação das análises realizadas nesta dissertação.

No próximo capítulo serão discutidos os resultados das análises apresentadas e serão comparados com os resultados obtidos nos ensaios, inferindo quais os melhores modelos e principais vantagens e limitações de cada um.

5

DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nas análises efectuadas com os modelos descritos no capítulo anterior. A discussão será dividida em três partes.

Na primeira parte serão apresentados os resultados das análises modais e serão estabelecidas comparações com os resultados experimentais. De seguida, na segunda parte, serão discutidos os resultados das análises estáticas não lineares, em termos de curvas pushover, distribuição de drifts em altura e curvas pushover ao nível de andar. Por fim, na terceira parte nas análises dinâmicas o registo sísmico verificado na estrutura em ensaio será analisado para vários graus de intensidade. Os resultados obtidos serão comparados com medidos no ensaio, sendo a análise dos dados obtidos feita de forma gráfica, comparando-se deslocamentos, velocidades e acelerações máximas registadas com as obtidas na análise, relações de força de inércia com deslocamentos e o histórico do deslocamento do último piso ao longo do ensaio.

5.2. ANÁLISES MODAIS

Uma boa forma de validação dos modelos numéricos consiste na avaliação dos períodos e modos de vibração da estrutura. De forma a validar os resultados fornecidos pelo OpenSEES, compararam-se estes com os obtidos em análises modais espectrais no programa Robot. Da análise modal do Robot conclui-se que os modos de vibração dominantes são os primeiros cinco, uma vez que a massa modal acumulada ultrapassa os 95% da massa modal, nas duas direcções, como se pode observar na Tabela 5.1 onde se apresentam os resultados das análises modais obtidos no programa Robot

Tabela 5.1 Períodos de vibração e participação de massa modal de cada modo (Robot)

Modo	Frequência [Hz]	Período [seg]	Mas.rel.UX [%]	Mas.rel.UY [%]	Mas.rel.UZ [%]	Mas.corr.UX [%]	Mas.corr.UY [%]	Mas.corr.UZ [%]
1	1.21	0.82	0.0	86.5	0	0.0	86.5	0
2	1.29	0.77	87.5	86.5	0	87.5	0.0	0
3	1.55	0.64	87.5	86.5	0	0.0	0.0	0
4	3.68	0.27	87.5	97.0	0	0.0	10.5	0
5	3.84	0.26	97.3	97.0	0	9.8	0.0	0
6	4.66	0.21	97.3	97.0	0	0.0	0.0	0
7	6.52	0.15	99.5	97.0	0	2.1	0.0	0
8	6.71	0.15	99.5	99.5	0	0.0	2.5	0
9	8.32	0.12	99.5	99.5	0	0.0	0.0	0
10	8.36	0.12	99.8	99.5	0	0.4	0.0	0

Os modos de vibração obtidos confirmaram a regularidade da estrutura em altura e planta. Com efeito, verifica-se que os dois primeiros modos de vibração consistem essencialmente em translações nodais nas direcções Y e X, respectivamente, o terceiro modo é um modo puro de torção e os quarto e quinto modos são caracterizados por deformação lateral da estrutura novamente nas direcções Y e X, respectivamente.

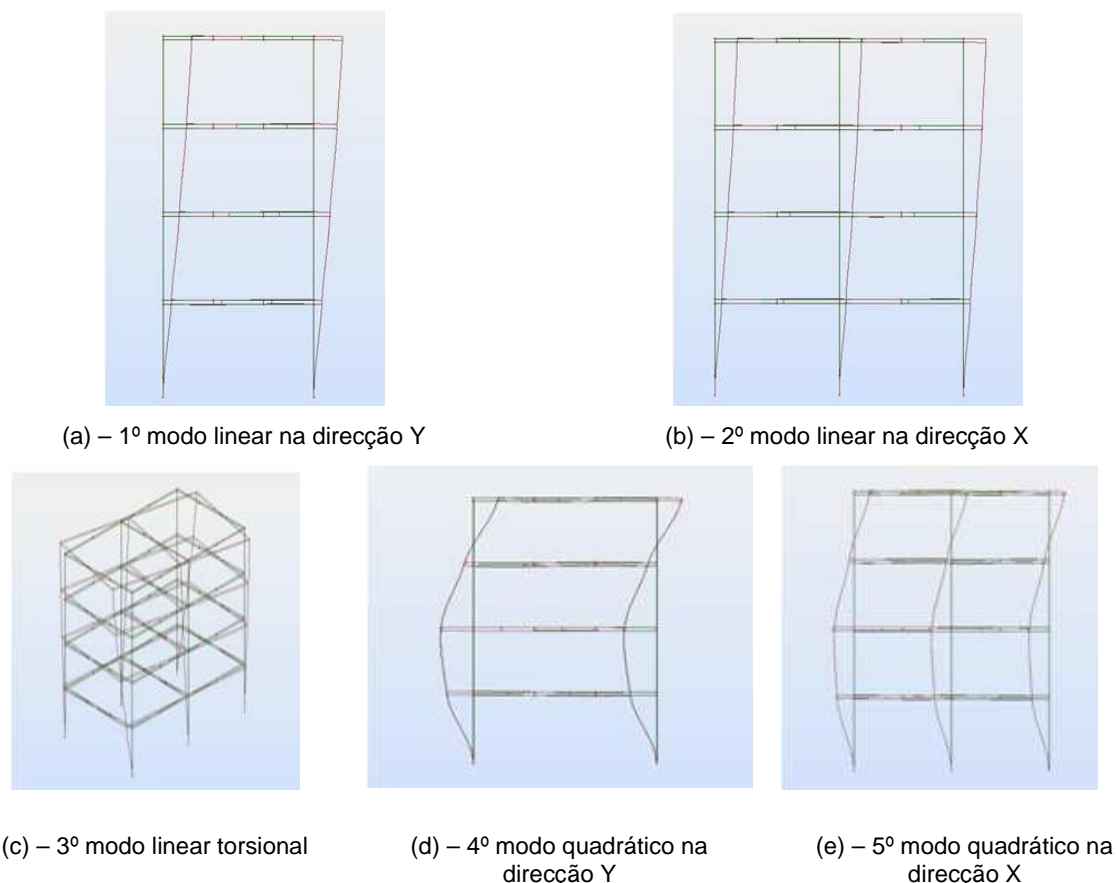


Fig. 5.1 Modos de vibração da estrutura

Os modos de vibração obtidos foram os mesmos para os vários modelos (fibras e rótulas plásticas), já quanto aos períodos de vibração houve algumas disparidades, revelando-se o modelo de rótulas plásticas mais rígido que o de fibras. O comprimento da rótula plástica, conforme seria de esperar, quase não influencia os períodos de vibração verificando-se no entanto uma ligeira redução dos períodos, sinal que a estrutura neste modelo é um pouco mais rígida (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 Períodos de vibração para os diversos modelos (OpenSEES)

Modelo	Períodos de vibração (s)			
	1º modo	2º modo	3º modo	4º modo
F	0.76	0.70	0.56	0.25
RP-0.5H	0.72	0.68	0.53	0.24
RP-1.0H	0.72	0.68	0.53	0.24
RP-2.0H	0.71	0.68	0.53	0.24
Robot	0.82	0.77	0.64	0.27
Ensaio	0.80	0.76	N/A	N/A

Comparando os resultados obtidos, com os resultados dos ensaios em vibração livre, verifica-se que os modelos do OpenSEES apresentam períodos de vibração inferiores. Assumindo que a massa da estrutura se encontra modelada de forma realista, pode-se inferir que os modelos apresentam maior rigidez do que a estrutura real. Vários factores podem estar na base desta disparidade, entre eles, módulo de elasticidade dos materiais, consideração do comprimento livre dos elementos, funcionamento misto da laje colaborante e condições de apoio.

Uma vez que há uma disparidade nos períodos de vibração do modelo de fibras e dos de rótulas plásticas e uma coincidência dos períodos de vibração nos três modelos deste último, pode-se afirmar que das análises modais não é possível extrair conclusões definitivas sobre o modelo mais adequado de rótulas plásticas. De sublinhar que para a análise dinâmica, frequências díspares acarretam diferentes acelerações espectrais, podendo a estrutura não responder em fase para os dois modelos, desenvolver forças de inércia não comparáveis.

5.3. ANÁLISES NÃO-LINEAR ESTÁTICAS

Uma grande vantagem destas análises é que permite caracterizar o comportamento da estrutura para grandes excursões de deformações, no regime não-linear sendo assim sendo possível detectar mecanismos de rotura não-dúcteis tais como mecanismos de andar ou mecanismo globais com formação progressiva de rótulas nas vigas. Conforme foi referido no Capítulo 3, o colapso da estrutura caracterizou-se pela formação um mecanismo de andar para o sismo com 100% de intensidade. No entanto, a estrutura apresentou comportamento razoável para níveis mais baixos de intensidade do sinal, tendo sido detectados para estes casos a formação de rótulas em vigas e pilares.

A realização de análises não lineares dinâmicas pode ser bastante demorada dependendo do intervalo de tempo considerado para cada passo da análise e divisão destes para cálculos intermédios. Além disso o número de elementos considerados por pilar e viga influenciam a deformabilidade da estrutura. Assim foi necessário um compromisso entre número de elementos mínimos necessários para representar o comportamento com a precisão pretendida e o tempo de análise dinâmica. Desta forma fez-se um estudo de sensibilidade para averiguar qual o melhor compromisso, no modelo de fibras em análises estáticas pushover uma vez que esta se apresentava como a mais morosa. Avaliou-se a influência do número de elementos por pilar e viga considerados condicionantes e número de pontos de Gauss por elemento. De forma a obter a mesma curva pushover para uma estrutura constituída por dez elementos por viga e pilar, com dois pontos de Gauss, conclui-se que três elementos de barra com três pontos de Gauss por elemento constituíam uma aproximação fidedigna com ganhos de tempo consideráveis, com a primeira análise a demora cerca de três a quatro vezes mais que a segunda.

Nos parágrafos seguintes apresentam-se os resultados das análises pushover, em termos de curvas pushover, distribuição de drifts em altura e curvas pushover ao nível de andar. A discussão é feita inicialmente para os modelos sem degradação e posteriormente para os modelos com degradação.

5.3.1. MODELOS SEM INCORPORAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA

De forma a determinar qual o modelo de rótulas plásticas que melhor se aproxima do de fibras torna-se imperativo estudar as curvas deslocamento de topo força global, deformada da estrutura para diferentes estados do carregamento e avaliar o histórico de forças de corte desenvolvidas com o drift desse piso.

A melhor aproximação da rigidez lateral global entre o modelo de fibras e o modelo de rótulas plásticas é para o modelo RP-0.5H-NLE, como se pode constatar na Fig. 5.2.

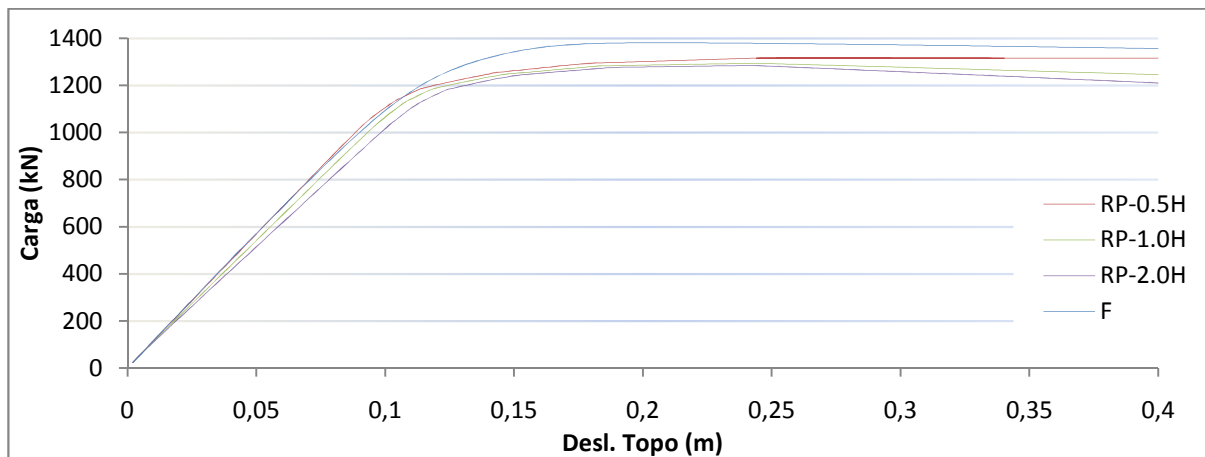
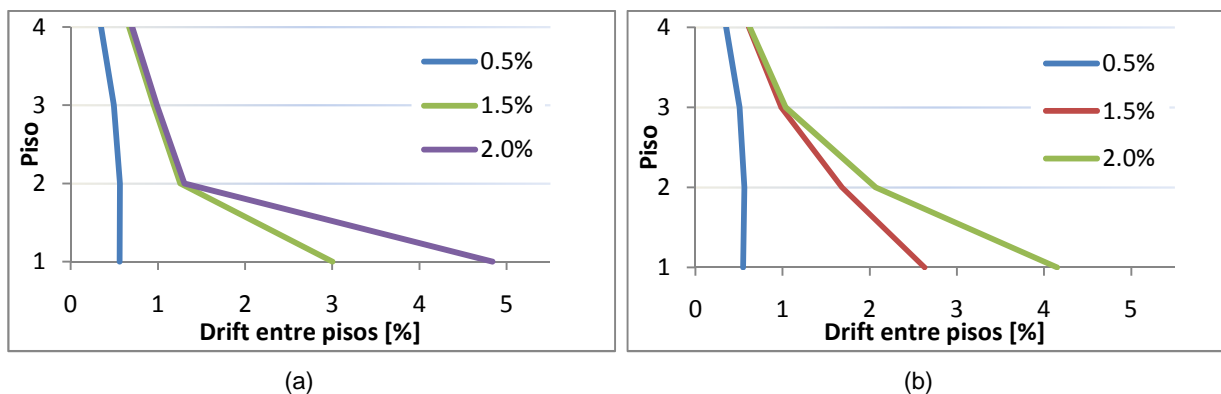


Fig. 5.2 Curvas pushover globais para a direcção X

No que toca ao comprimento das rótulas plásticas, verificou-se que nos modelos sem degradação, um menor comprimento de rótulas plásticas leva a um ligeiro aumento na rigidez, verificando-se que depois de se dar a plastificação da estrutura dependendo do comprimento o declive do patamar de plastificação poderia ser positivo nulo ou mesmo negativo.

Para a direcção X, nos modelos de rótulas plásticas, os modelos com comprimento de rótula igual à altura e duas vezes a altura da secção revelam melhor aproximação a nível de deformada com o modelo de fibras. No entanto a forma do patamar de plastificação do modelo RP-1.0H-NLE, revela melhor aproximação com o modelo F-NLE.



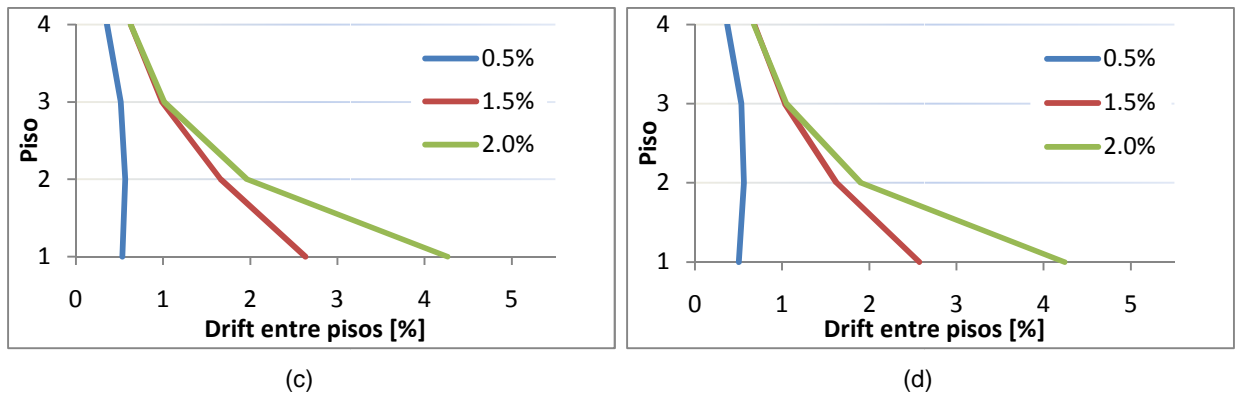


Fig. 5.3 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5, 1.5 e 2.0% na direção X (F-NLE (a), RP-[0.5H (b); 1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE)

Na Fig. 5.4 é possível observar as curvas pushover a nível de cada andar, sendo (a) a curva para o modelo F-NLE, (b) para RP-0.5H-NLE, (c) para RP-1.0H-NLE e (d) para RP-2.0H-NLE.

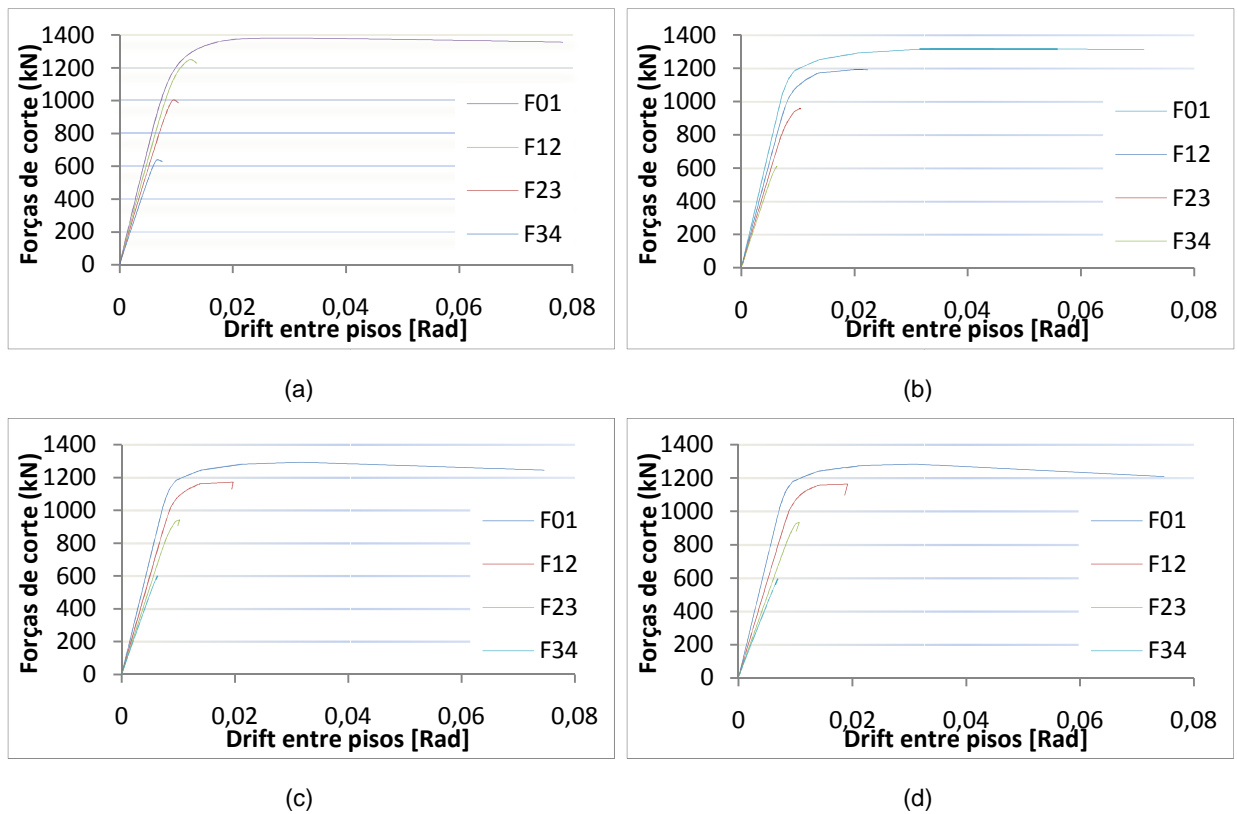


Fig. 5.4 Curvas pushover locais na direção X (F-NLE (a), RP-[0.5H (b); 1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE)

A rigidez inicial dos vários pisos às forças de corte nos modelos apresenta uma correspondência exacta entre eles como se pode constatar na Fig. 5.4. A partir de um drift no 1º piso de 2% há formação de mecanismo de andar.

Para a direcção Y as curvas de pushover globais não apresentam uma correspondência exacta a nível de rigidez inicial mas à medida que se aproximam da resistência máxima aproximam-se, sendo o ramo de plastificação para os vários modelos crescente (Fig. 5.5).

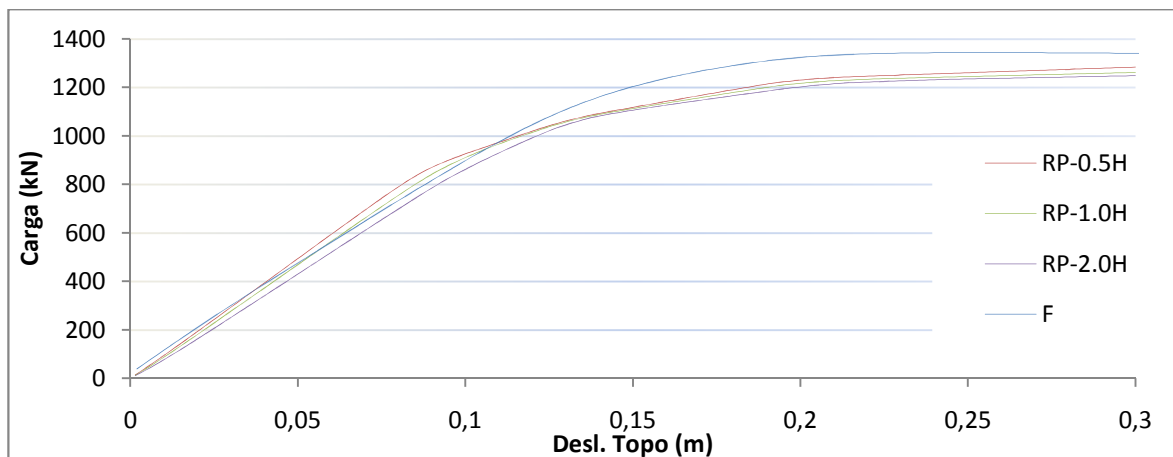
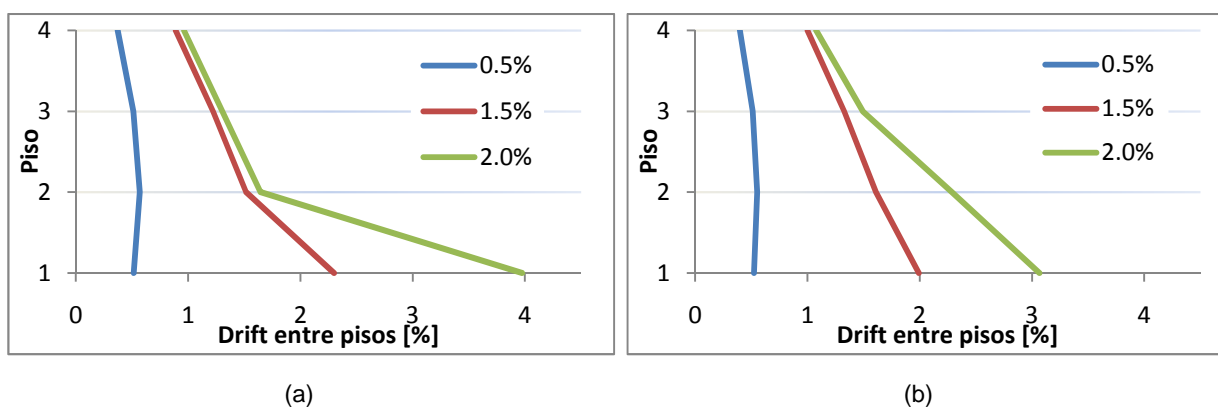


Fig. 5.5 Curvas pushover globais para a direcção Y

Denota-se que tal como na direcção X, que quanto maior o comprimento da rótula plástica menor a rigidez e o endurecimento. No entanto comparando com o modelo de fibras constata-se que a resistência máxima dos modelos de rótulas plásticas é menor e que a plastificação tem forma diferente sendo decrescente para o modelo de fibras. A única boa correlação é a nível de rigidez aproximando-se o modelo RP-1.0H- NLE do modelo F-NLE.

Os modelos de fibras e rótulas plásticas apresentaram melhores aproximações no que toca a comportamento elástico e resistência máxima para a direcção X. Para a direcção Y as resistências máximas foram similares para os modelos de rótulas plásticas, no entanto a rigidez lateral do edifício foi algo díspar para os vários modelos.

A nível da deformada da estrutura, todos os modelos de rótulas plásticas apresentam valores semelhantes, até para graus de plastificação elevada. Sendo assim não se torna possível a selecção do modelo com base na análise deste parâmetro.



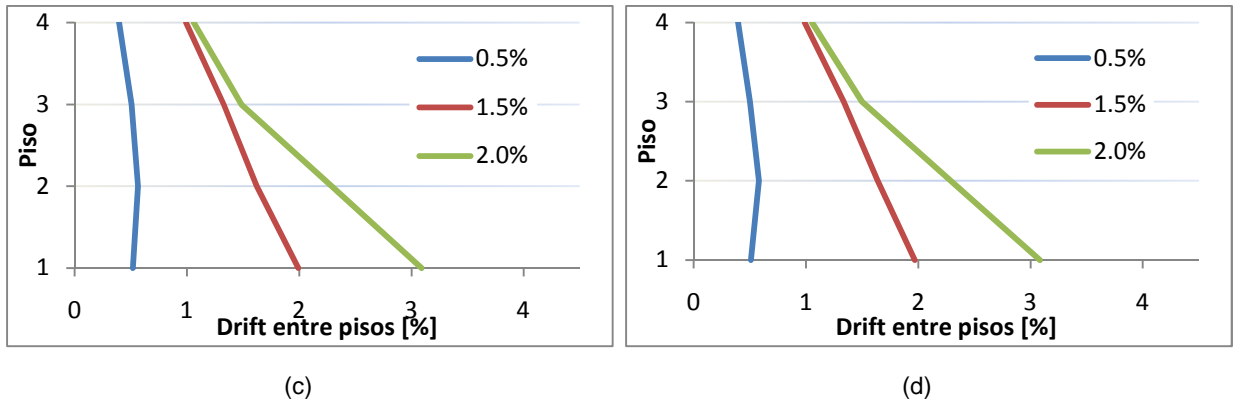


Fig. 5.6 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5,1.5 e 2.0% na direcção Y (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d) J-NLE)

A escolha do modelo que mais se aproxima encontra-se limitado pela análise efectuada na direcção X escolhendo-se o modelo RP-1.0H-NLE, sendo que nesta direcção a relação força-deslocamento nos vários pisos deste modelo não constitui uma boa aproximação como se pode ver na Fig. 5.7.

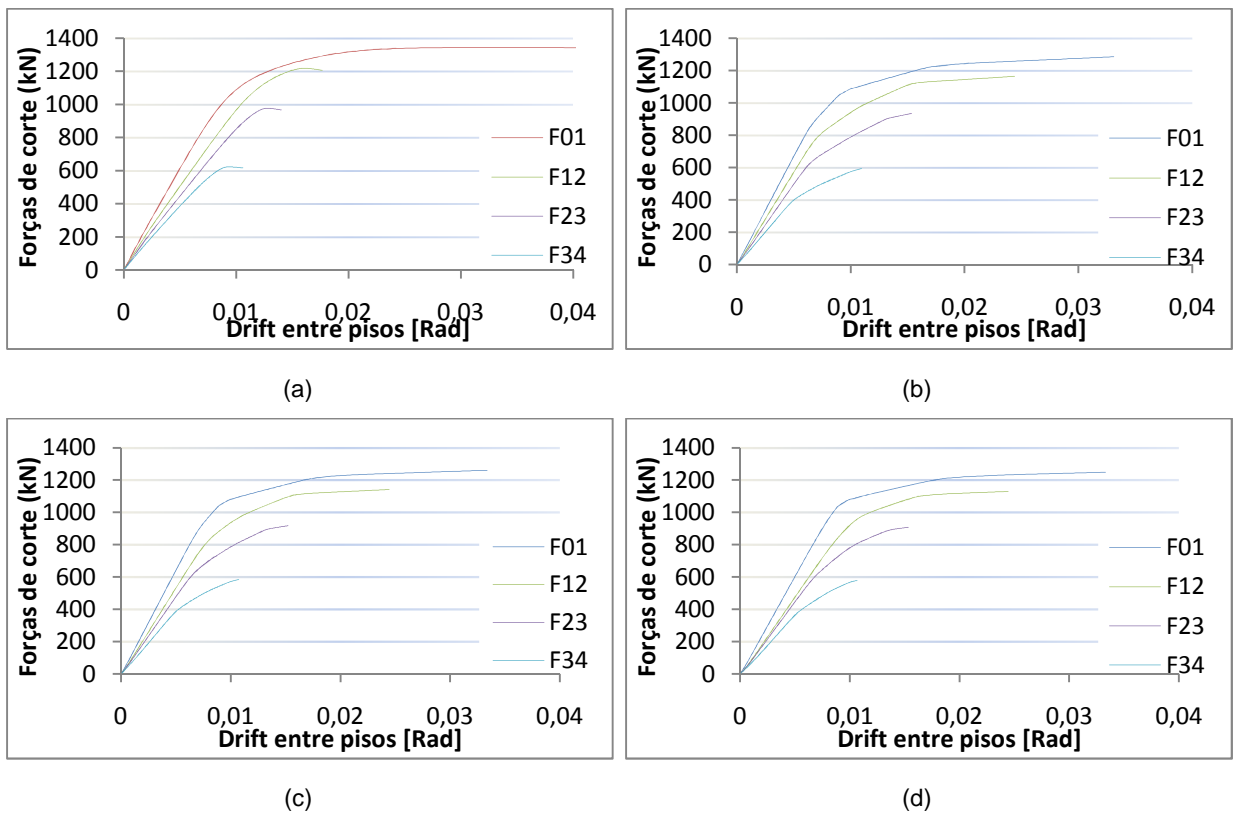


Fig. 5.7 Curvas pushover locais na direcção Y (F-NLE (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d) J-NLE)

Da análise dos gráficos conclui-se que a partir de um drift no 1º piso de 2% forma-se o mecanismo de andar para todos os modelos.

5.3.2. MODELOS COM INCORPORAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA

A Fig. 5.8 apresenta as curvas pushover globais dos modelos com incorporação de resistência verificando-se que a nível de resistência os modelos de rótulas plásticas são menos resistentes que os de fibras, tal como acontece para os modelos sem incorporação de resistência

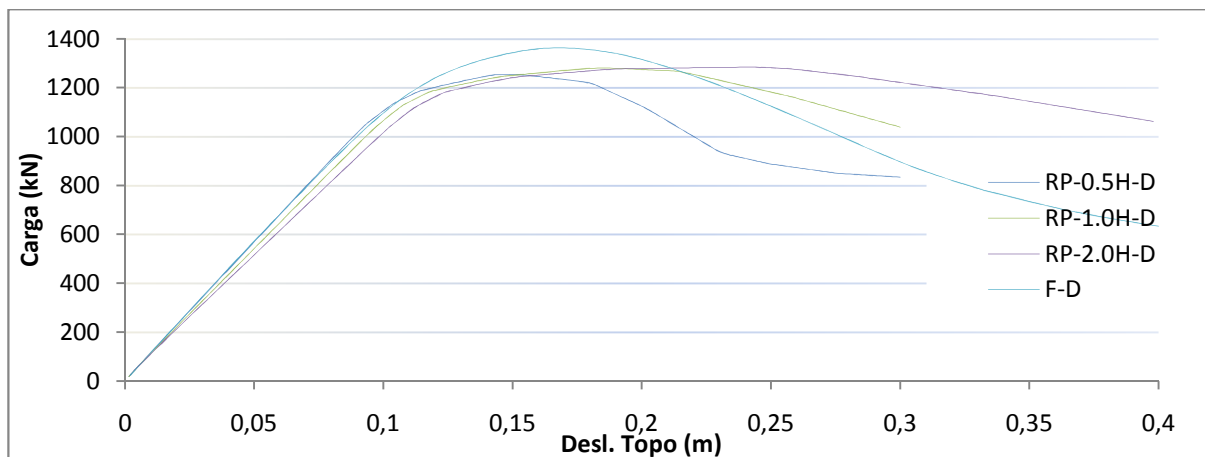


Fig. 5.8 Curvas pushover globais para a direção X (com degradação)

Ao nível da rigidez inicial os modelos RP-0.5H-NLE-D e RP-1.0H-NLE-D apresentam os melhores resultados, já ao nível do comportamento pós-pico a forma mais próxima é a do primeiro modelo, no entanto de forma a compensar a menor resistência dos modelos de plasticidade concentrada, a energia de deformação do segundo será mais próxima para este nível. A nível da resistência residual desenvolvida para grandes deslocamentos, o modelo de fibras apresenta uma queda acentuada chegando essa resistência a ser inferior aos modelos de rótulas plásticas.

Nos modelos com incorporação da degradação de resistência o aumento de rigidez dos elementos revela-se prejudicial para a curva de plastificação, uma vez que concentra deformações localizadas nestes elementos não explorando a plastificação progressiva da estrutura, que para um regime de momento-curvatura com pico de momento e queda progressiva acarreta consequências nefastas para o comportamento global da estrutura. Assim, estas relações têm um comportamento igual ao dos modelos sem degradação até uma carga próxima da máxima exibindo depois maior ou menor queda de resistência com base no comprimento de rótula. Isto acontece uma vez que a mesma deformada é obtida em regime plástico com uma maior rotação do elemento com menor comprimento explorando-se este regime prematuramente para comprimentos menores.

A nível da deformada os modelos referidos também representam a melhor aproximação ao modelo F-NLE-D, tal como se pode constatar na Fig. 5.9.

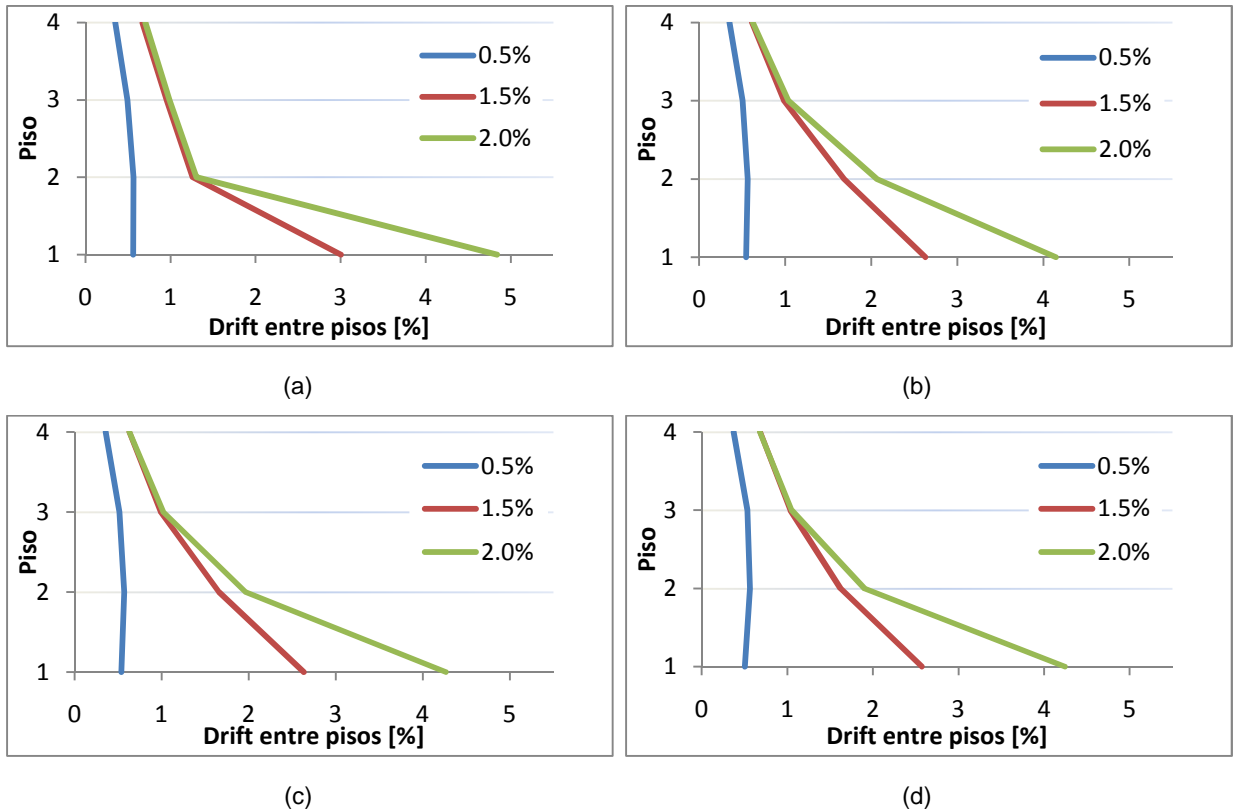
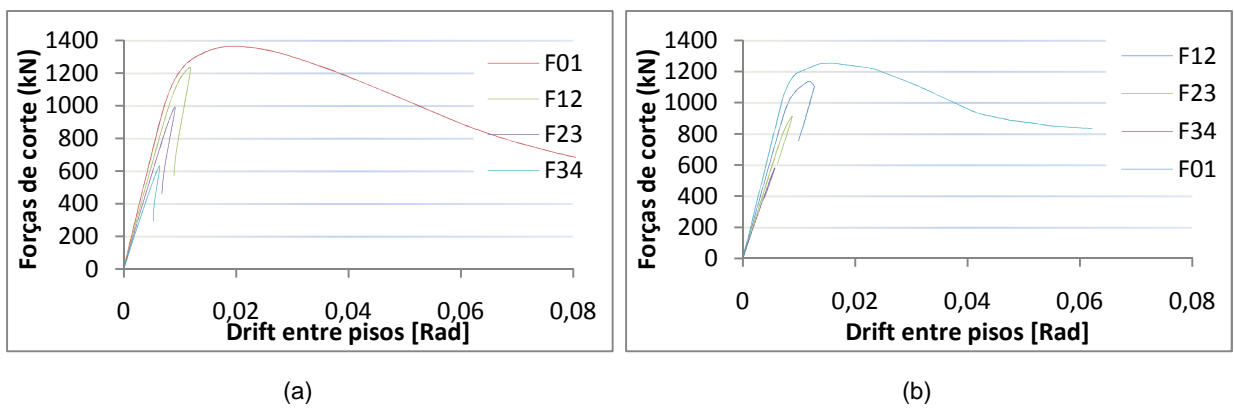


Fig. 5.9 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5, 1.5 e 2.0% na direcção X (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b); 1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)

A rigidez dos vários pisos às forças de corte neste modelo apresenta uma boa aproximação como se pode constatar na Fig. 5.10.



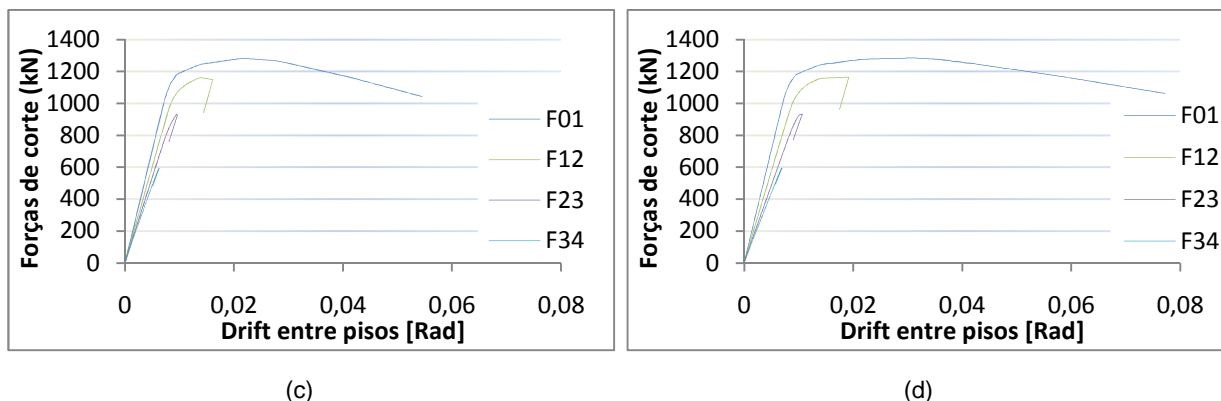


Fig. 5.10 Curvas pushover locais na direção X (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b); 1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)

A partir de um drift de 2% iniciam-se os fenómenos de degradação de resistência, dando-se início ao mecanismo de andar.

A Fig. 5.11 apresenta as curvas pushover globais para os vários modelos com degradação na direção Y, apresentando os modelos de rótulas plásticas um comportamento global próximo do modelo de fibras.

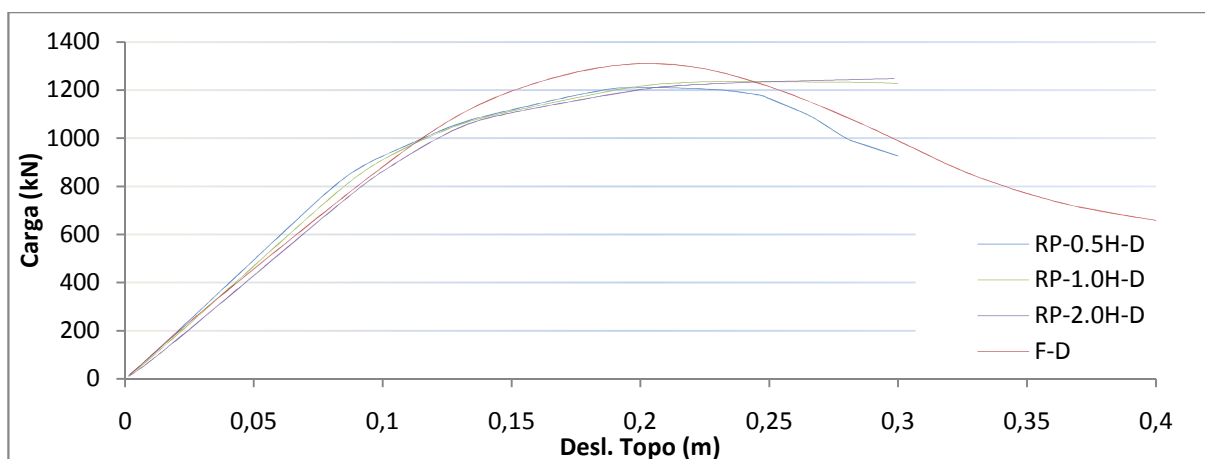


Fig. 5.11 Curvas pushover globais para a direção Y (com degradação)

O modelo RP-2.0H-NLE-D apresenta uma boa relação a nível de rigidez, para valores mais afastados do regime linear elástico, mas à medida que se aproximam da resistência máxima esta mantém a resistência ao contrário do que acontece com o modelo F-NLE-D, sendo mesmo o ramo de plastificação crescente para este modelo e para o RP-1.0H-NLE. Denota-se que tal como na direção X, que quanto maior o comprimento da rótula plástica menor a rigidez. A nível do comportamento pós-pico da região plástica a melhor aproximação é a do modelo RP-0.5H-NLE-D.

A nível da deformada da estrutura, os modelos apresentam deformadas distintas, sendo o modelo RP-0.5H-NLE-D a melhor aproximação, tal como se pode constatar na Fig. 5.12, com a formação de mecanismo de andar no 1º piso.

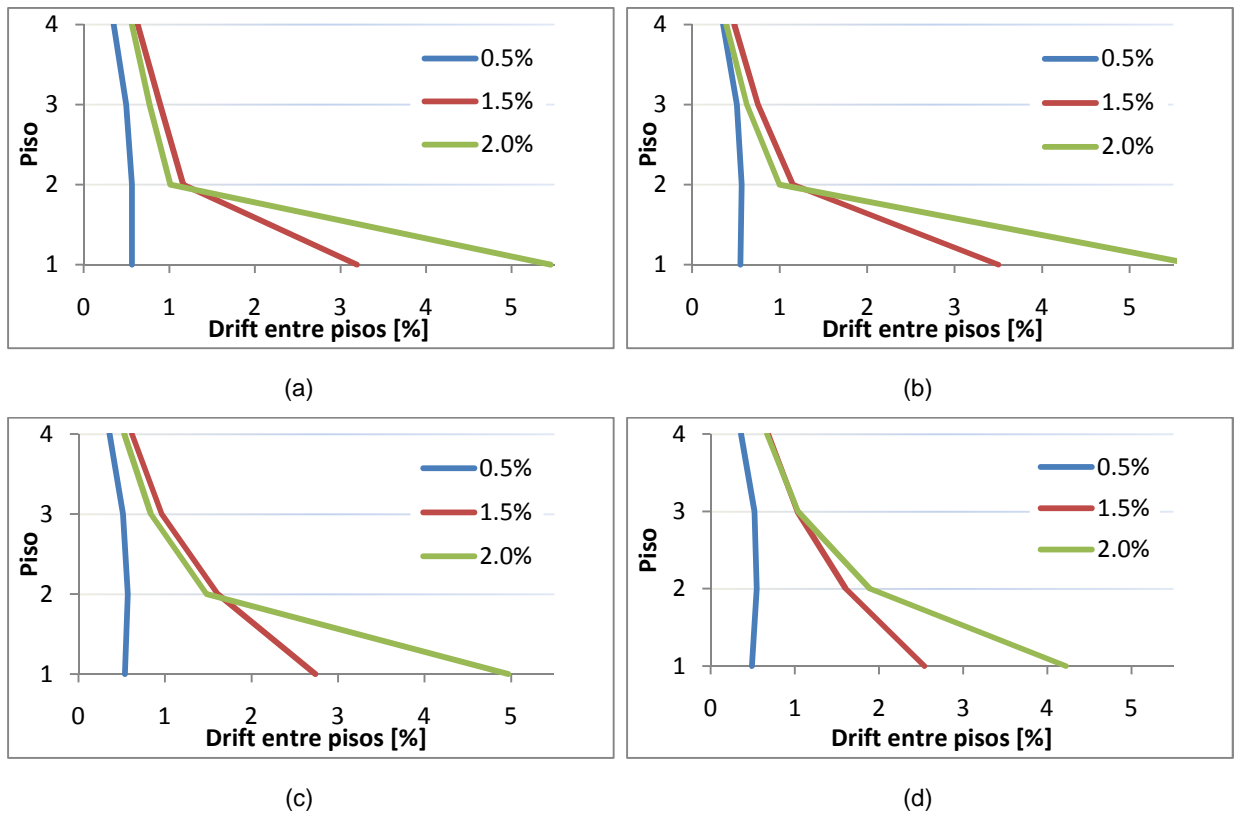
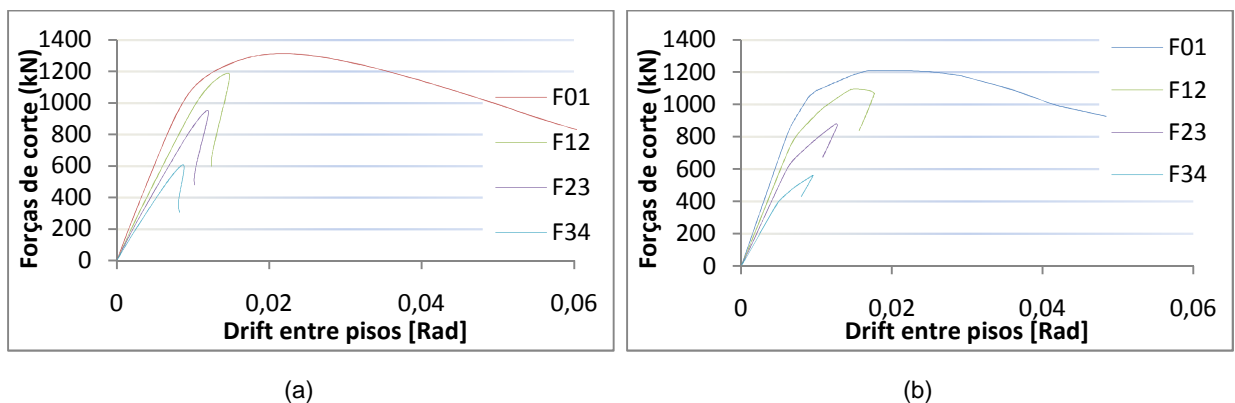


Fig. 5.12 Histórico de drifts para drifts globais de 0.5, 1.5 e 2.0% na direcção Y (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b); 1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)

A escolha do modelo de rótulas plásticas que mais se aproxima do modelo de fibras revelou-se mais difícil, sendo condicionada pelos resultados da direcção X. Optando-se pelo modelo com o melhor compromisso resistência, rigidez e ramo de plastificação a escolha recaiu sobre o modelo RP- 1.0H-NLE-D, sendo que nesta direcção a relação força-deslocamento nos vários pisos deste modelo não constitui uma boa aproximação como se pode ver na Fig. 5.13.



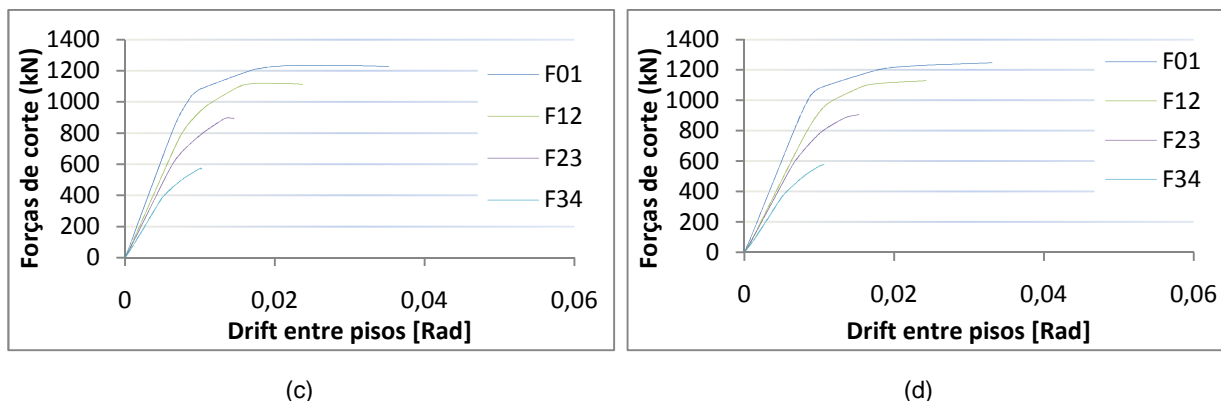


Fig. 5.13 Curvas pushover locais na direcção Y (F-NLE-D (a), RP-[0.5H (b);1.0H (c); 2.0H (d)]-NLE-D) (com degradação)

Com base nestas relações, o modelo de rótulas plásticas que mais se aproxima do modelo de fibras tomado como mais representativo do comportamento é o que tem comprimento de rótulas plásticas igual à altura da secção. Com base na geometria do problema, na acção aplicada aos elementos e nos momentos elásticos e plásticos da secção é possível estimar qual o comprimento de rótula plástica, que para uma altura livre de 3.7m, ronda os 37cm assumindo uma rácio de 90% para momento elástico e plástico, que se aproxima da altura da secção.

5.3.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS

A escolha do modelo de plasticidade concentrada a ser utilizado nas análises dinâmicas baseou-se numa avaliação global de alguns parâmetros tais como a rigidez elástica, resistência máxima, comportamento plástico, ou comportamento pós-pico e resistência residual.

Tanto para os modelos sem e com incorporação da degradação de resistência a escolha recaiu nos modelos com comprimento de rótula plástica igual à altura da secção, com a escolha do último modelo a ser um bocado menos pacífica devido a uma boa aproximação do modelo com metade do comprimento.

Nos modelos sem incorporação de resistência o modelo escolhido apresentou uma boa aproximação ao nível da rigidez para valores mais próximos do regime não linear.

5.4. ANÁLISES NÃO-LINEARES DINÂMICAS

A realização de análises não lineares dinâmicas revelou-se bastante morosa, especialmente para os modelos constituídos por elementos de fibra chegando estas a demorar 3 a 4 horas, dependendo do tipo de lei constitutiva considerada. Pelo contrário, para os modelos de rótulas plásticas as análises revelaram-se bastante mais rápidas demorando entre 5 a 10 minutos. Foram feitas análises considerando várias intensidades do sismo pretendendo-se conhecer o histórico de drifts entres pisos, forças de inércia desenvolvidas, deformações plásticas da estrutura e instante de colapso da estrutura. Uma vez que a estrutura ensaiada herdava deformações plásticas da análise para o nível de intensidade imediatamente anterior, considerou-se pertinente a partir de uma certa magnitude (40%) realizar a análise num registo contínuo com as intensidades de 40%, 60% e 100% espaçadas de 10 segundos no qual a estrutura responde em vibração livre. Para os regimes elásticos, para o nível de

dimensionamento sísmico 1 e 2 só se realizaram análises sem incorporação de degradação de resistência, já que não eram esperadas incursões importantes no regime plástico.

5.4.1. RESULTADOS DA ANÁLISE EM REGIME ELÁSTICO

5.4.1.1. “Vibração Livre” (Takatori a 5%)

Para o registo sísmico de 5% de Takatori, a estrutura respondeu elasticamente para os modelos RP-NLD-1.0H e F-NLD, como se pode constatar em Fig. 5.14 e Fig. 5.15 que apresenta a relação corte basal drift do 1º andar nas direcções X e Y.

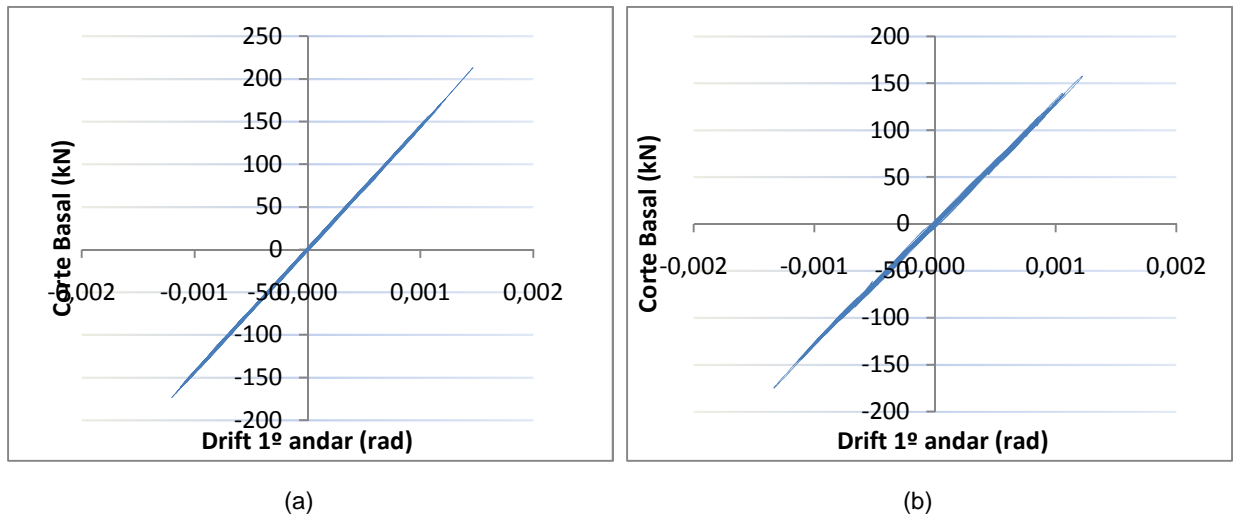


Fig. 5.14 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

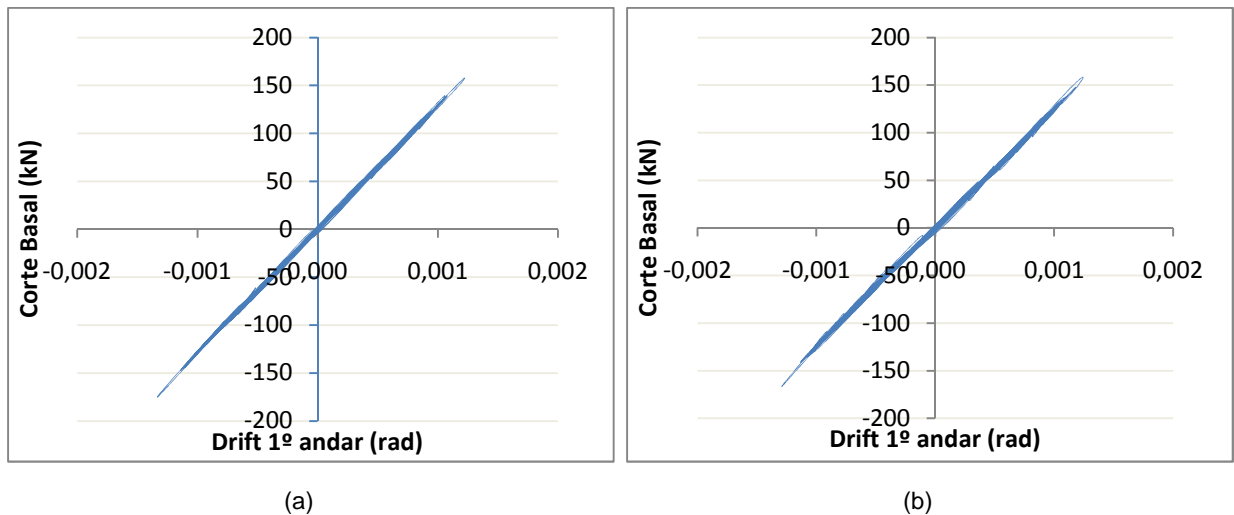
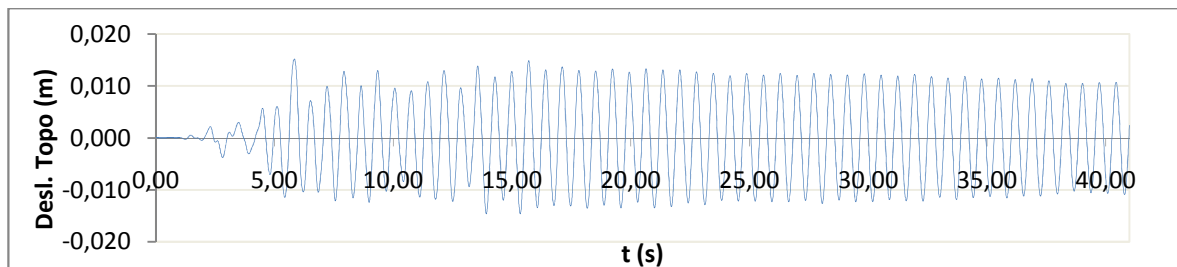


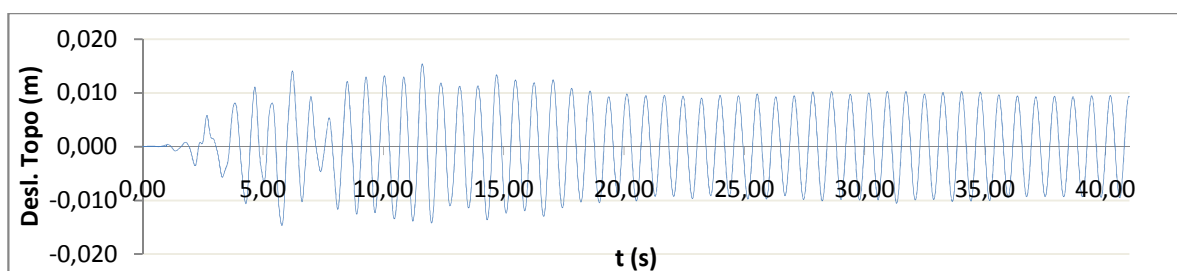
Fig. 5.15 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

Da análise das figuras retira-se que os cortes basais máximos foram para a direcção X (200kN) e para a direcção Y (150kN).

Ao longo da aplicação do sinal nota-se quando se registam os picos de acelerações na resposta da estrutura, nos primeiros 6-7 segundos do sinal, no entanto quando se passa este regime apesar de esta estar a ser excitada quase responde em vibração livre como se pode constatar nas Fig. 5.16 e Fig. 5.17, não sendo aparente uma dissipação de energia por o nível de excitação ser muito baixo.

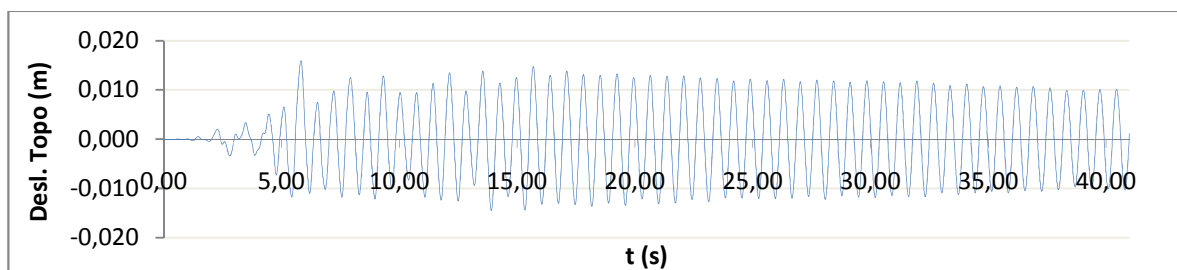


(a)

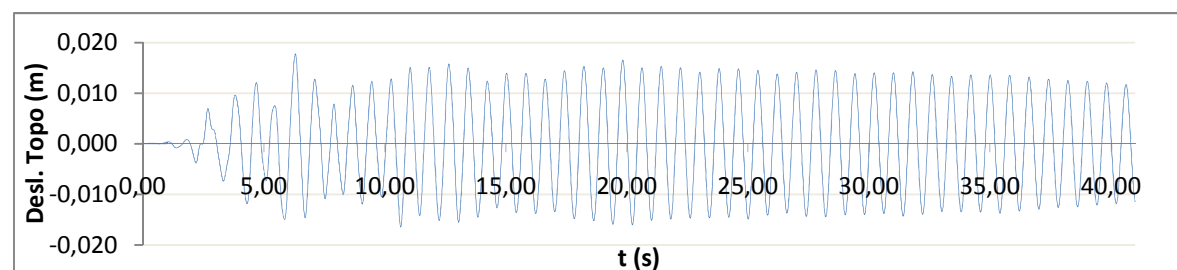


(b)

Fig. 5.16 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))



(a)



(b)

Fig. 5.17 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 5% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

A estrutura depois de excitada responde praticamente em vibração livre, sendo a amplitude deste regime da mesma ordem de grandeza da excitação inicial. Os deslocamentos máximos entre os

modelos apresentam uma boa aproximação na direcção X sendo menor essa aproximação na direcção Y, com erros de 2% e 10% respectivamente.

5.4.1.2. Nivel Sísmico 1 (Takatori a 20%)

A Fig. 5.14 e Fig. 5.15, apresentam os gráficos corte basal drift do 1º andar nas duas direcções horizontais para uma intensidade de 20% de Takatori.

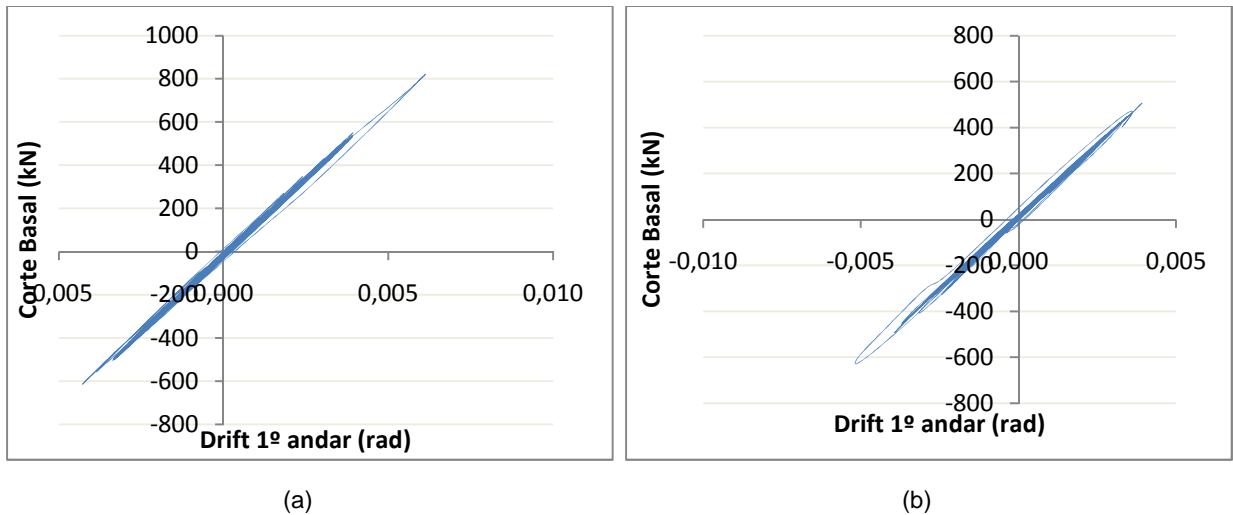


Fig. 5.18 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

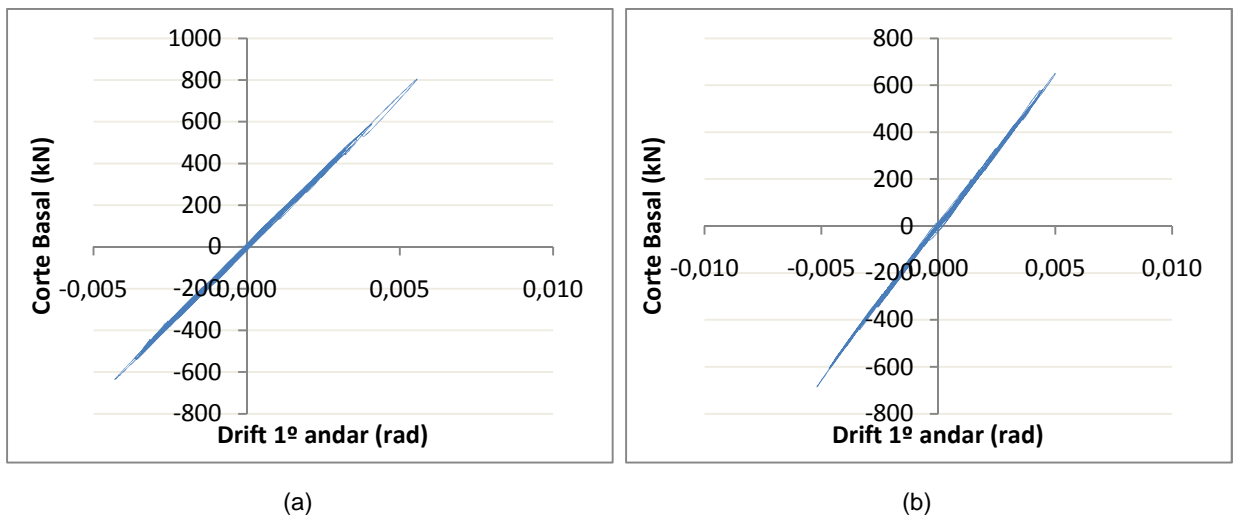
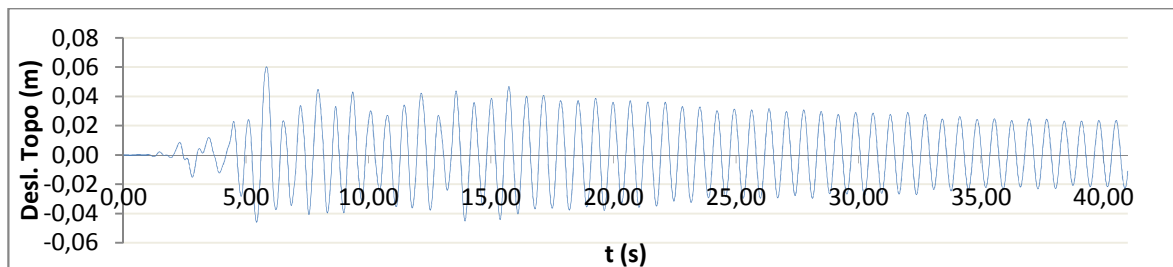


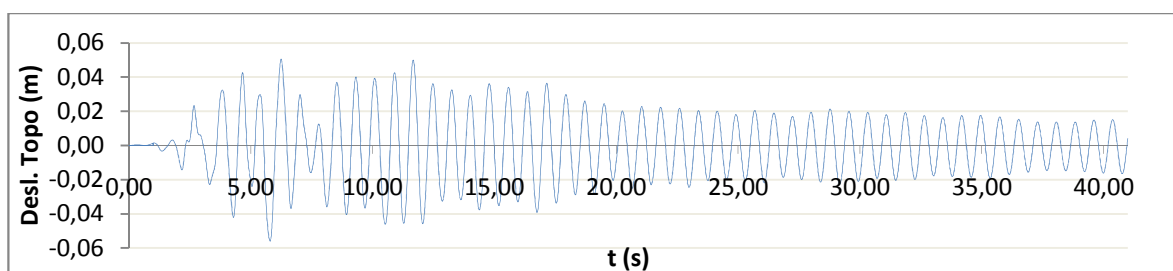
Fig. 5.19 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

Para o registo sísmico de 20% de Takatori, a estrutura responde elasticamente para os modelos RP-NLD-1.0H e F-NLD, exibindo no entanto alguma não linearidade que não se traduziu em deformação residual para a estrutura. Os cortes basais máximos, aumentaram proporcionalmente à intensidade do sinal tendo-se registado cortes basais máximos para a direcção X (800kN) e para a direcção Y de (600kN)

Analogamente ao regime anterior, ao longo da aplicação do sinal nota-se quando se registam os picos de acelerações na resposta da estrutura, nos primeiros 6-7 segundos do sinal, no entanto quando se passa este regime responde em vibração livre como se pode constatar nas Fig. 5.16 e Fig. 5.17, verificando-se neste caso uma maior dissipação da energia nos dois modelos.

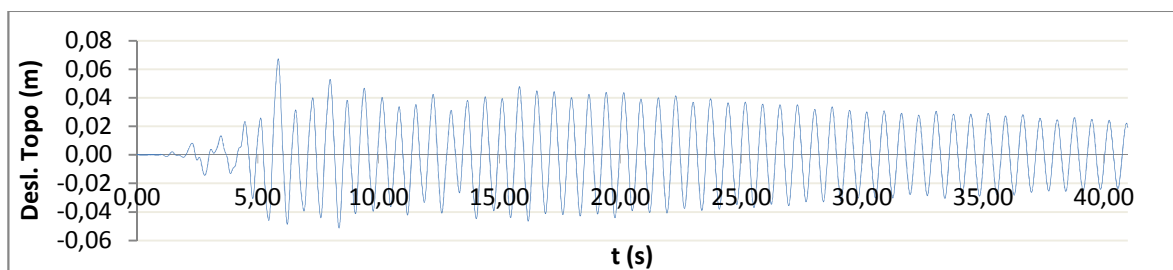


(a)

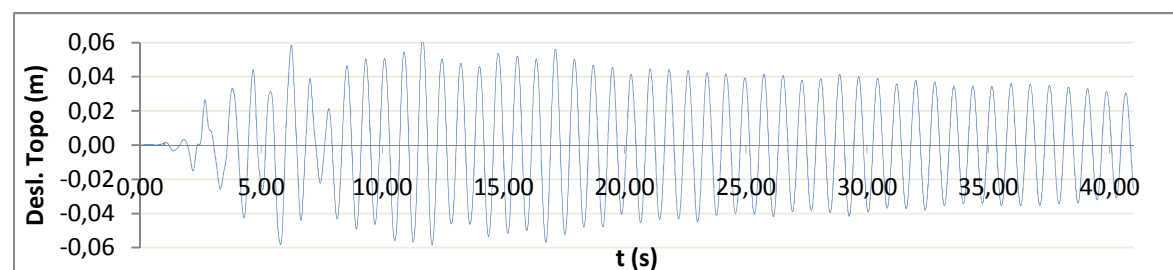


(b)

Fig. 5.20 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))



(a)



(b)

Fig. 5.21 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 20% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

A estrutura depois de excitada responde em vibração livre sendo a amplitude deste regime da mesma ordem de grandeza da excitação inicial para ambos os modelos. Para este nível de intensidade sísmica,

os deslocamentos nos dois modelos têm um andamento distinto do observado para o nível de intensidade de 5% havendo melhor aproximação dos modelos para a direcção Y com um erro de 4%, enquanto que na direcção X o erro é de 15%.

5.4.2. RESULTADOS DA ANÁLISE EM REGIME NÃO-LINEAR

5.4.2.1. Nível sísmico 2 (Takatori a 40%)

Para o registo sísmico de 40% de Takatori, a estrutura respondeu inelasticamente para os modelos RP-NLD-1.0H e F-NLD, como se pode constatar em Fig. 5.14 e Fig. 5.15.

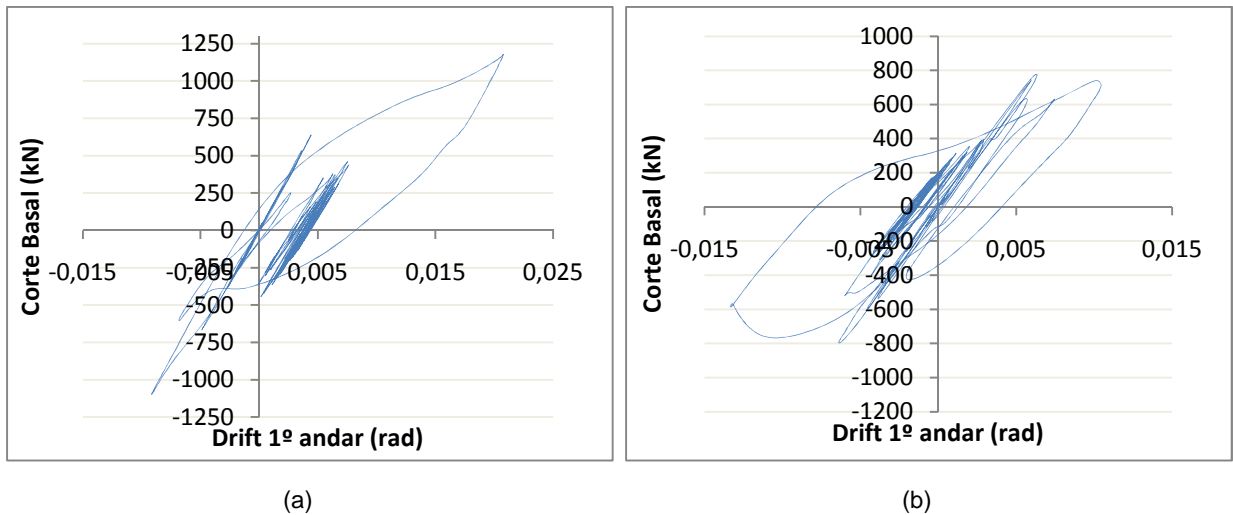


Fig. 5.22 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

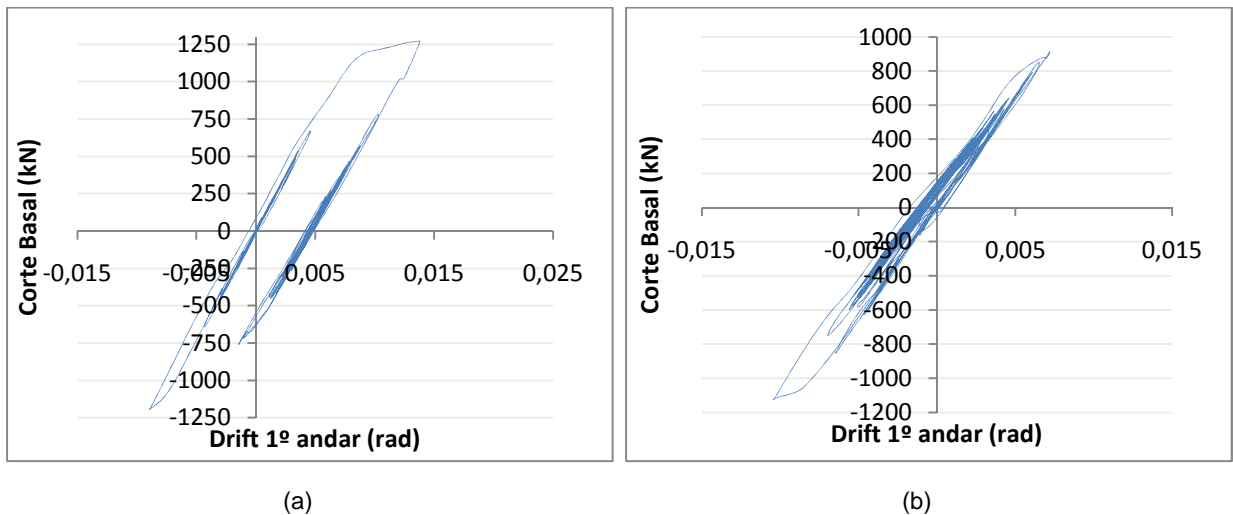
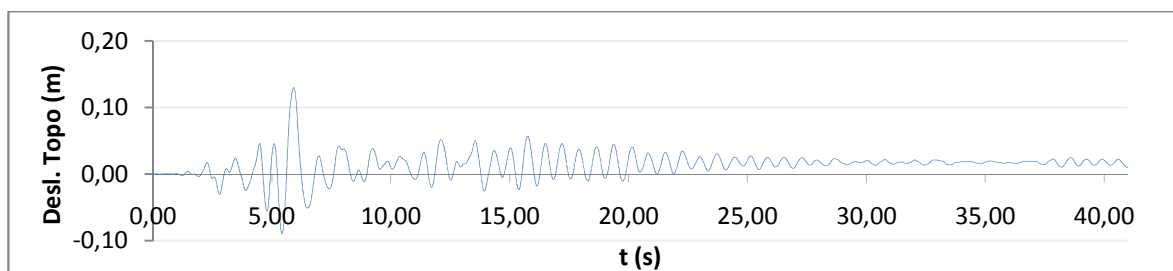


Fig. 5.23 Relações Corte Basal Drif do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

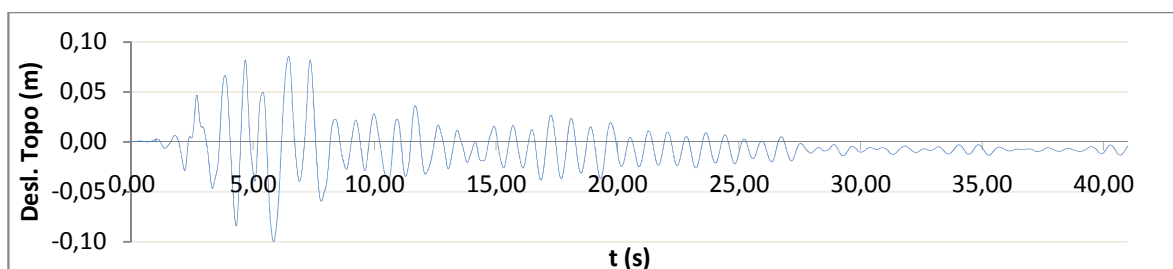
O comportamento dos dois modelos parece agora divergir no que toca a forças máximas desenvolvidas e deformações plásticas. Os cortes basais máximos foram para a direcção X 1150kN e 1250kN e para a direcção Y de 800 e 1150kN, para os modelos F-NLD e RPNLD-1.0H, respectivamente. No que toca

a deformação plástica, esta desenvolve-se na direcção X para os dois modelos, tendo um drift residual de 0.5 e 0.4 %, para os modelos RP-NLD-1.0H e F-NLD, respectivamente e na direcção Y forma-se um drift residual de 0.2% apenas no modelo F-NLD.

A Fig. 5.24 e Fig. 5.25 mostra o deslocamento do topo do edifício ao longo do tempo, nas direcções X e Y para os modelos F-NLD e RP-1.0H-NLD, respectivamente, observando-se que para este nível de intensidade a influência do sismo ocorre claramente durante 6-7 segundos, mais precisamente entre $t=2s$ e $t=9s$ para os dois modelos, notando-se o regime em vibração livre já afectado do drift residual.

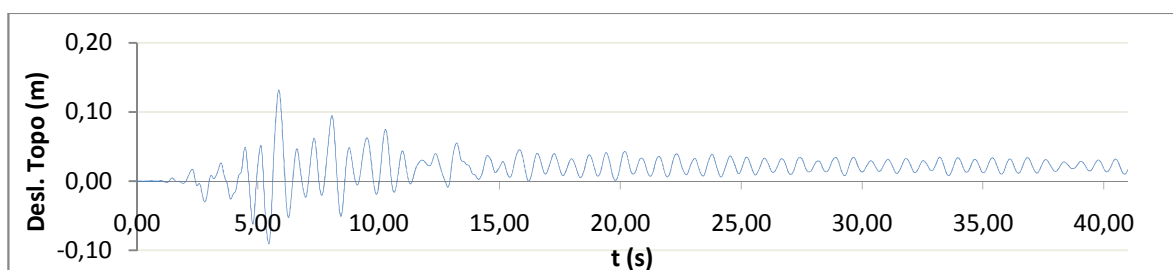


(a)

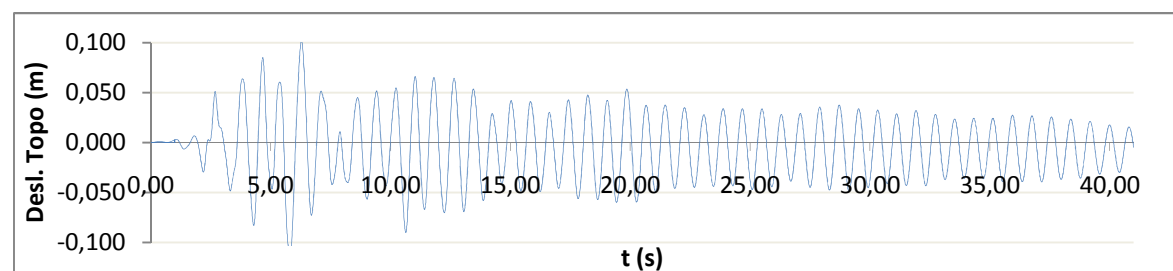


(b)

Fig. 5.24 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))



(a)



(b)

Fig. 5.25 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para 40% de Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

É possível detectar a dissipação de energia típica dum sistema em vibração livre com amortecimento no modelo F-NLD, já no modelo RP-0.5H-NLD é possível observar esta dissipação de energia indirectamente, uma vez que a dissipação de energia parece ser composta por mais do que um modo de vibração, só passível de se observar caso estejam presentes mais modos de vibração relativamente próximos assemelhando-se este modelo a um sistema de n graus de liberdade com amortecimento, supondo-se que pela forma da resposta estejam envolvidas duas exponenciais como limites, correspondendo a dois modos de vibração. A estrutura depois de excitada reage em vibração livre sendo a amplitude deste regime decrescente e menor que a excitação inicial. Os deslocamentos máximos entre os modelos apresentam uma boa aproximação nas duas direcções, com erros de 2% e 3%, nas direcções X e Y, respectivamente.

5.4.2.2. Registo integral (Aplicação sucessiva de Takatori a 40%, 60% e 100%)

Modelos sem incorporação da degradação

Para o registo contínuo crescente de Takatori, a estrutura respondeu em regime não linear para os modelos RP-NLD-1.0H e F-NLD, como se pode observar na Fig. 5.26 e Fig. 5.27 que mostram as relações corte basal drift do 1º andar para as direcções horizontais nos modelos F-NLD e RP-NLD-1.0H, respectivamente.

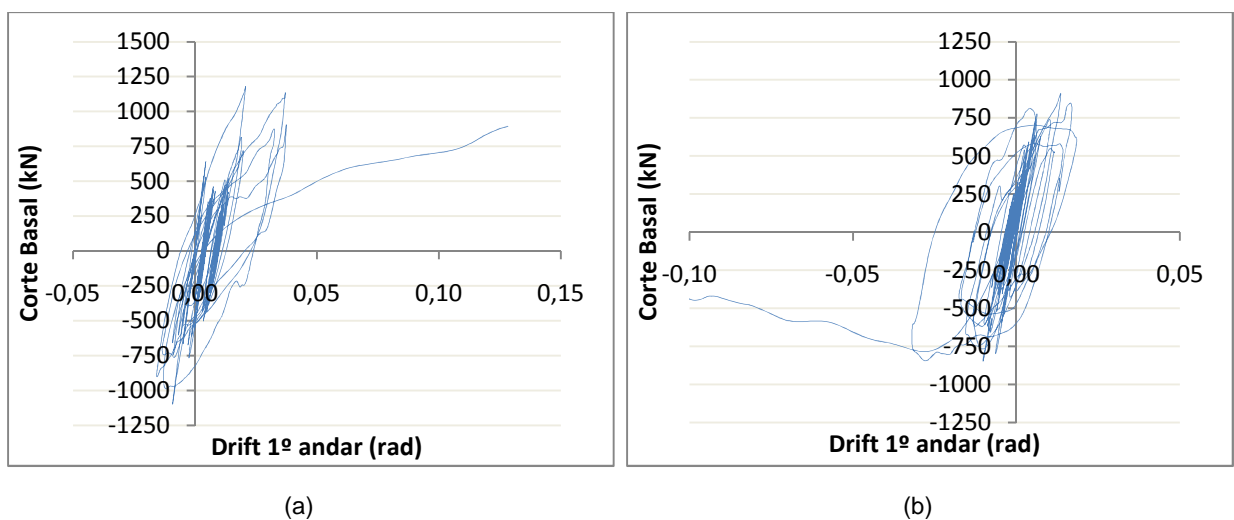


Fig. 5.26 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

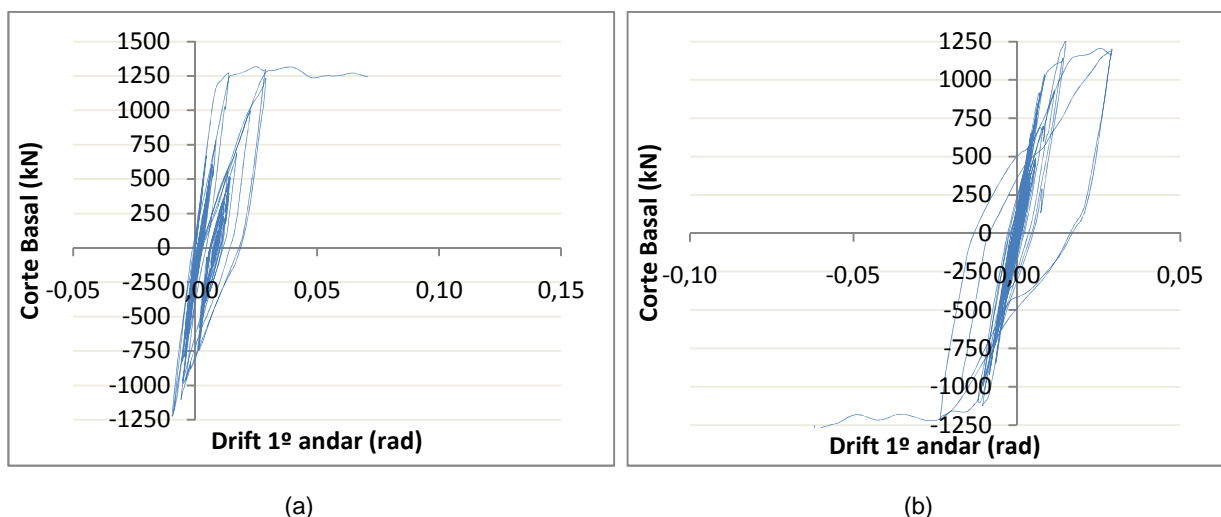
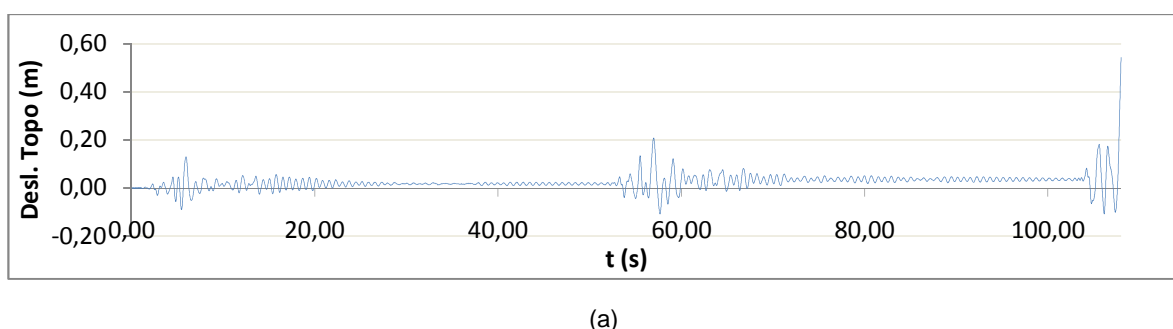


Fig. 5.27 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD para registo continuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

Da análise das figuras retira-se que os cortes basais máximos foram distintos para os dois modelos, registando-se maiores esforços para o modelo RP-1.0H-NLD. Para o modelo RP-1.0H-NLD o corte basal máximo foi semelhante nas duas direcções, cerca de 1250kN, como se pode constatar em Fig. 5.27, já para o modelo F-NLD o corte basal máximo foi de 1150kN e 900kN, nas direcções X e Y respectivamente, visível na Fig. 5.26. A nível de deformações residuais, há um acumular notório destas para os dois modelos, traduzindo-se estas deformações numa translação horizontal do gráfico. Para o modelo de F-NLD os drifts residuais são de 0.4 e 0.8 % na direcção X e na direcção Y de 0.2 e de 0.3 %, uma vez que houve inversão do drift residual. Para o modelo de RP-1.0H-NLD o drift residual foi de 0.2 e de 0.8% na direcção X e a direcção Y de 0.1 e 0.1%, uma vez que houve inversão do drift residual.

Ao longo da aplicação dos vários sinais nota-se quando se registam os picos de acelerações na resposta da estrutura, nos primeiros 6-7 segundos dos dois primeiros sinais, no entanto quando se passa este regime a estrutura responde em vibração livre, como se pode constatar nas Fig. 5.28 e Fig. 5.29, verificando-se neste caso uma maior dissipação da energia nos dois modelos, sendo esta dissipação maior para a menor intensidade sísmica.



(a)

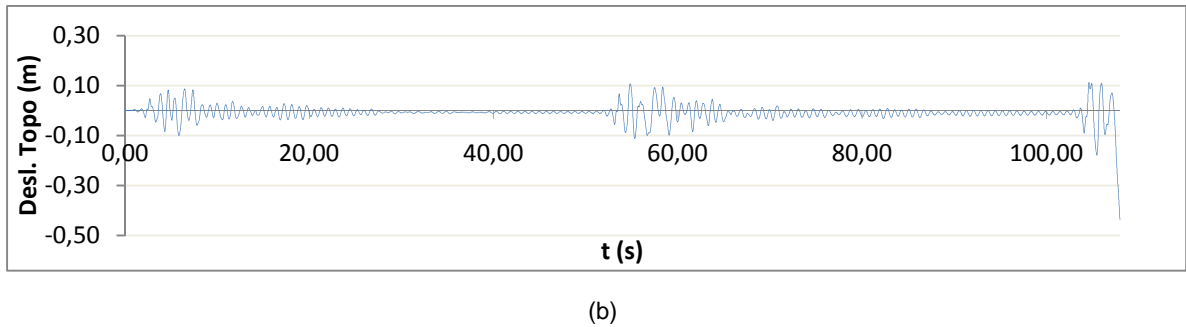


Fig. 5.28 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

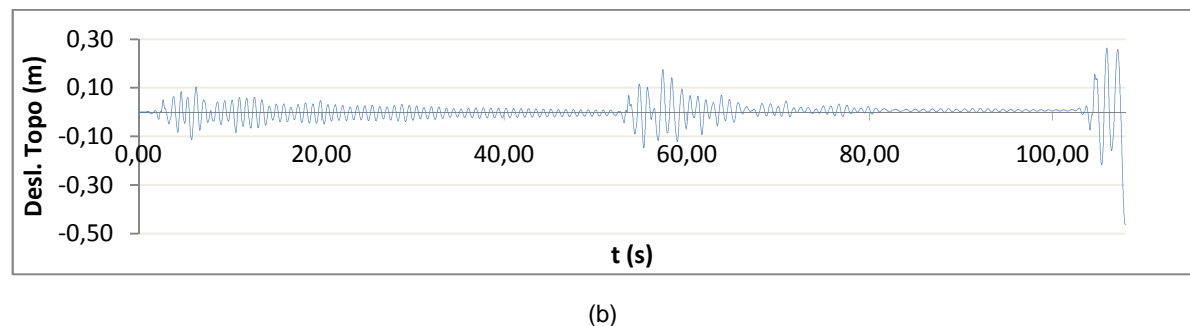
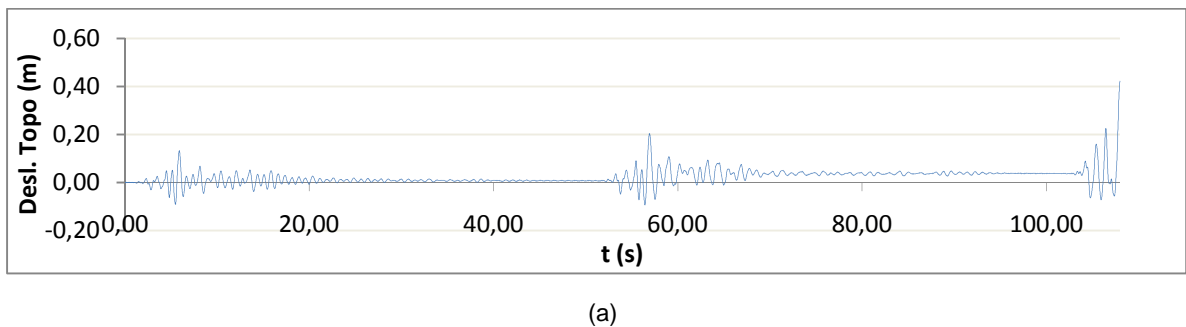


Fig. 5.29 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

A estrutura depois de excitada sucessivamente responde em vibração livre sendo a amplitude deste regime menor que a excitação inicial para ambos os modelos. Para este nível de intensidade, os deslocamentos máximos têm um comportamento oposto ao regime anterior havendo melhor aproximação para a direcção Y com um erro de 3%, enquanto que na direcção X o erro é de 17%, para o registo integral. Já para o registo intermédio de 60% de Takatori há uma disparidade na direcção Y com um erro de 23% para o deslocamento máximo, já na direcção X esse erro é de apenas de 1%.

Os drifts entre pisos da estrutura para os vários níveis de intensidade para o modelo F-NLD encontram-se representados na Fig. 5.30 e para o modelo RP-1.0H-NLD na Fig. 5.31. Apesar de haver deslocamentos de topo nos dois modelos similares, é visível a formação de um mecanismo de andar no modelo F-NLD, enquanto que no modelo de RP-1.0H-NLD este efeito é menos evidente, conseguindo-se deslocamentos de topo similares com recurso à deformabilidade global da estrutura, notório no modelo RP-0.5H-NLD para a direcção Y. Ao nível da deformação da estrutura para níveis de intensidade menores o modelo de rótulas plásticas, apesar de mais simples conduz a resultados semelhantes ao modelo de fibras.

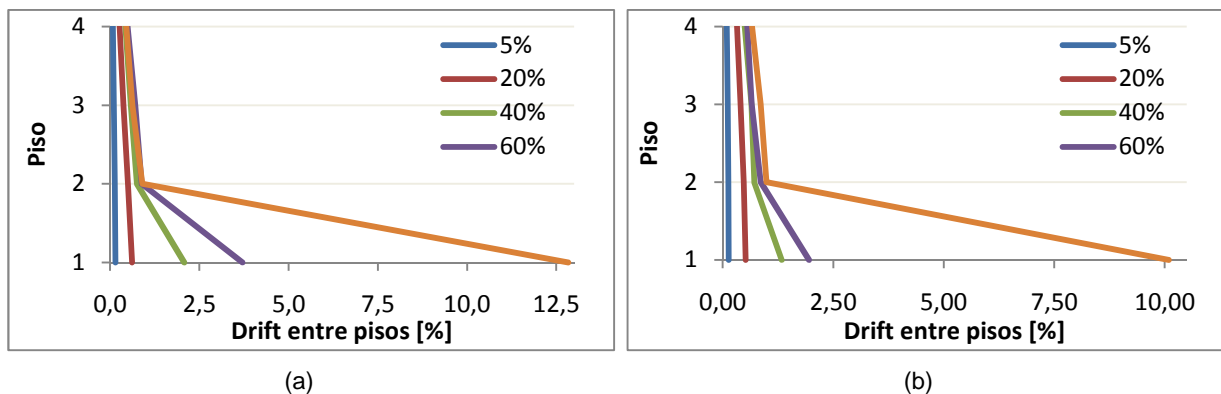


Fig. 5.30 Drifts entre pisos do modelo F-NLD para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)

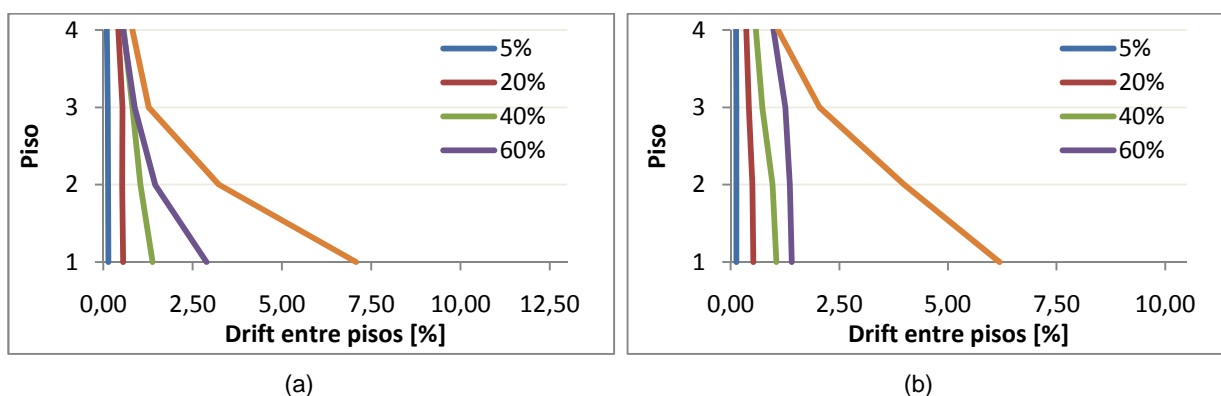


Fig. 5.31 Drifts entre pisos do modelo RP-1.0H-NLD para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)

Incorporação da Degradação

A Fig. 5.32 e a Fig. 5.33 mostram as relações corte basal drift do 1º andar nas direcções X e Y, para o registo contínuo crescente de Takatori com a estrutura a responder em regime não linear, como seria de esperar, para os modelos F-NLD-D e RP-NLD-1.0H-D.

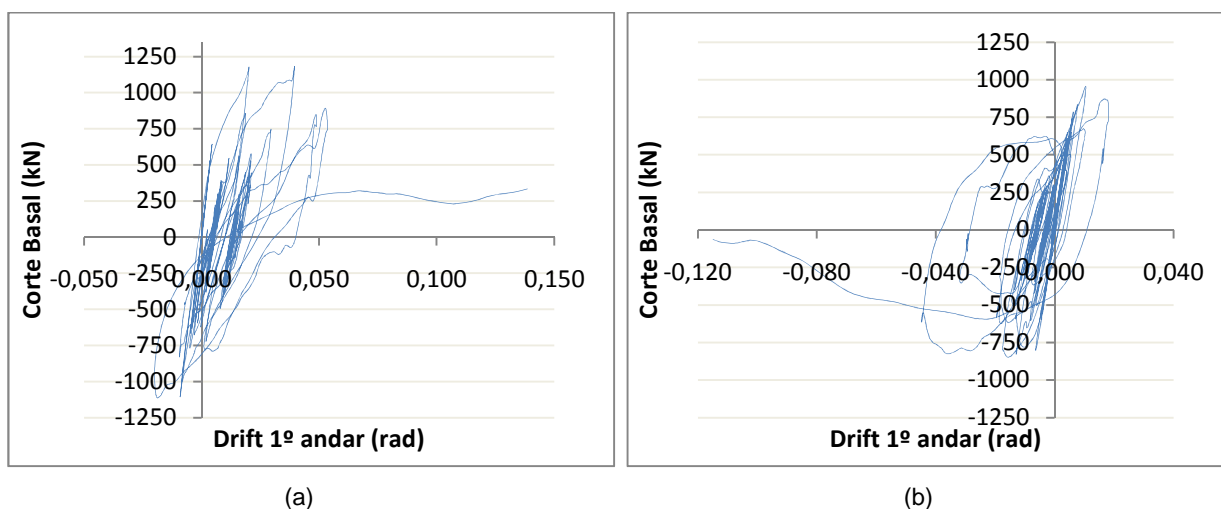


Fig. 5.32 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo F-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

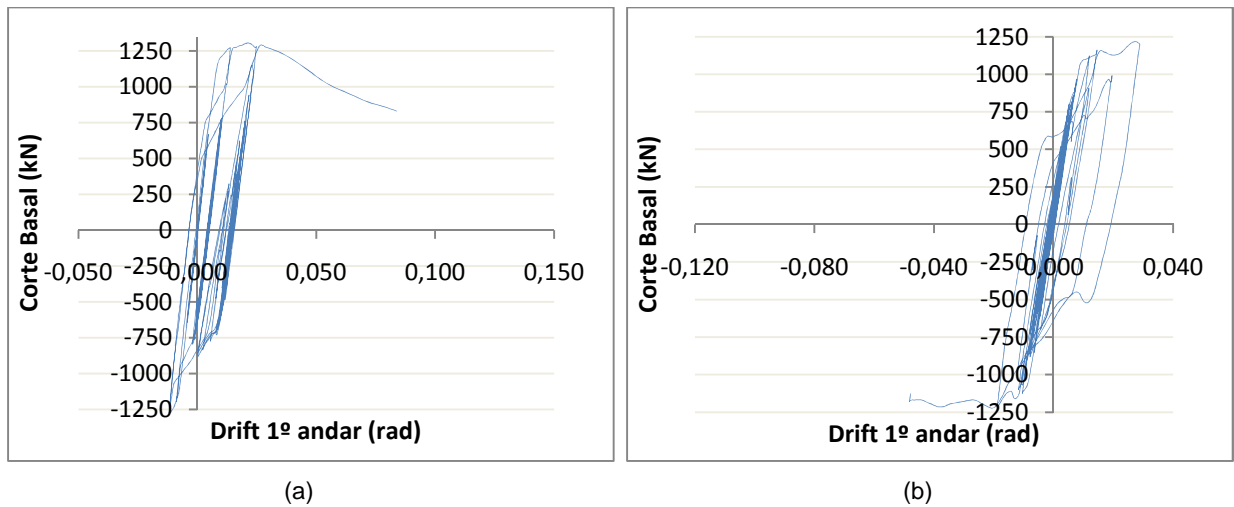
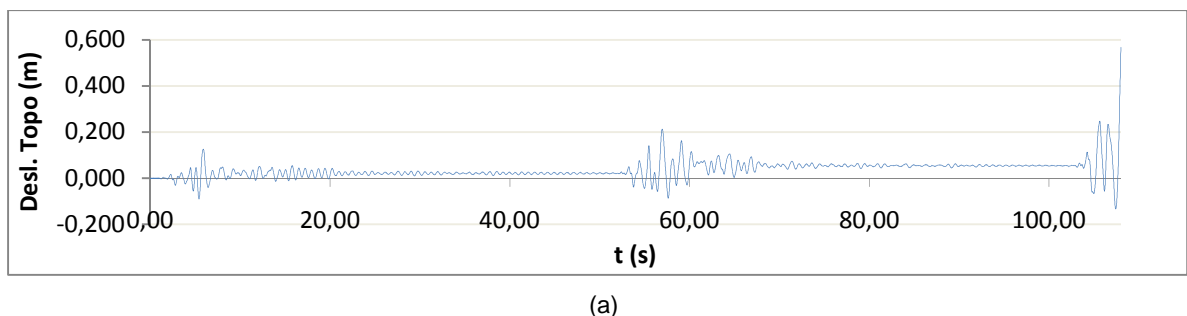


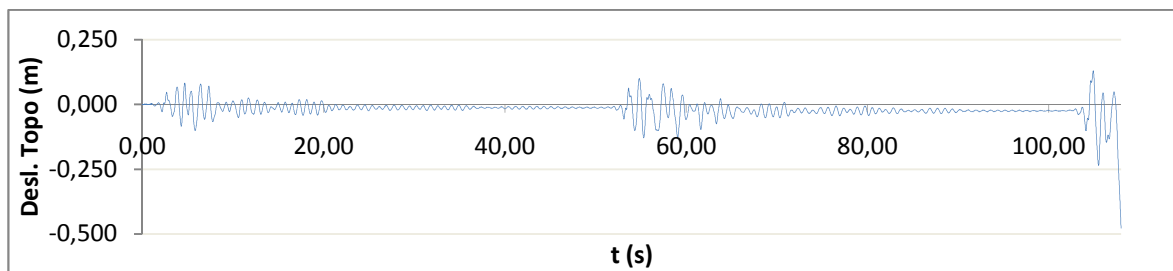
Fig. 5.33 Relações Corte Basal Drift do 1º andar no modelo RP-1.0H-NLD-D para registo continuo Takatori (Dir. X (a) e Dir. Y (b))

Os cortes basais máximos foram distintos para os dois modelos, registando-se maiores esforços para o modelo RP-1.0H-NLD. Para o modelo RP-1.0H-NLD-D o corte basal máximo cerca de 1300kN e 1200kN, para as direcções X e Y, como se pode constatar em Fig. 5.33, já para o modelo F-NLD o corte basal máximo foi de 1150kN e 950kN, nas direcções X e Y respectivamente, visível na Fig. 5.26. A nível de deformações residuais, há um acumular notório destas para os dois modelos, traduzindo-se estas deformações numa translação horizontal do gráfico. Para o modelo de F-NLD os drifts residuais são de 0.5 e 1.2 % na direcção X e na direcção Y de 0.3 e de 0.6 %, no mesmo sentido. Para o modelo de RP-1.0H-NLD-D o drift residual foi de 0.5 e de 1.5% na direcção X e a direcção Y de 0.1 e 0.1%, uma vez que houve inversão do drift residual.

Tal como acontece nos modelos sem incorporação de resistência, ao longo da aplicação dos vários sinais nota-se quando se registam os picos de acelerações na resposta da estrutura, nos primeiros 6-7 segundos dos dois primeiros sinais, no entanto quando se passa este regime responde em vibração livre como se pode constatar nas Fig. 5.34 e Fig. 5.35.

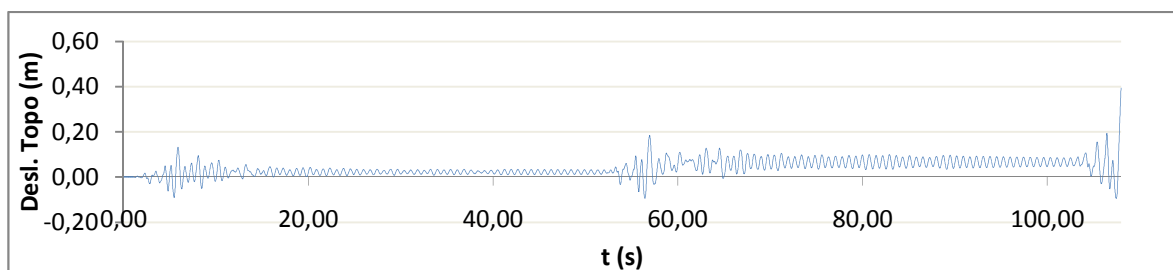


(a)

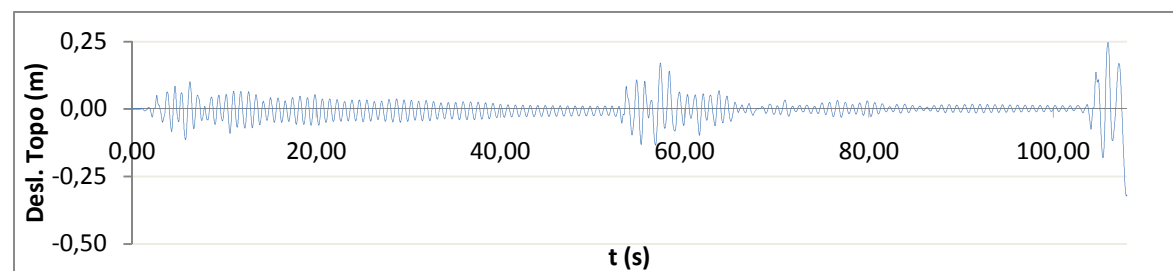


(b)

Fig. 5.34 Registo de deslocamentos no modelo F-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))



(a)



(b)

Fig. 5.35 Registo de deslocamentos no modelo RP-1.0H-NLD-D para registo contínuo Takatori (Dir. X (a) e Dir.Y (b))

Tal como acontece nos modelos sem incorporação de degradação a estrutura depois de excitada sucessivamente responde em vibração livre sendo a amplitude deste regime menor que a excitação inicial para ambos os modelos, com a pequena nuance caso a estrutura entre num patamar de rigidez negativa. Para este nível de intensidade de 40% de Takatori, os deslocamentos máximos têm um comportamento similar com erros de 1 e 2% para as direcções X e Y. Para níveis mais elevados de intensidade sísmica os erros acumulam-se conduzindo a deslocamentos máximos díspares com erros de 16 e 24% para a direcção X, nas intensidades 60 e 100% e 20 e 32% para a direcção Y.

A análise de erros relativa ao deslocamento de topo máximo revelou ter menor aproximação comparando-a com os modelos sem incorporação de degradação de material. No entanto no que toca a representar a deformada global da estrutura, apesar de exibir claramente a formação do mecanismo de andar, para menores intensidades não representa a deformada da estrutura tão bem como o modelo sem incorporação de degradação.

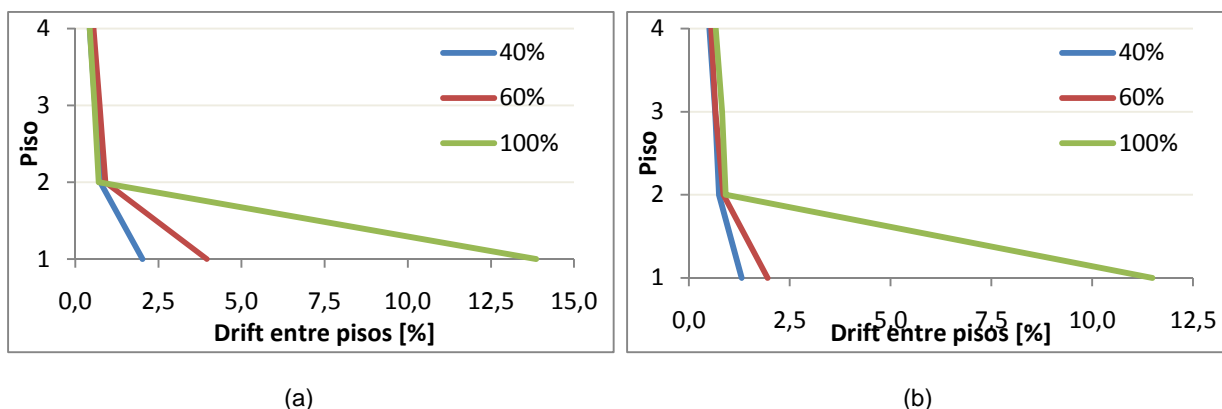


Fig. 5.36 Drifts entre pisos do modelo F-NLD-D para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)

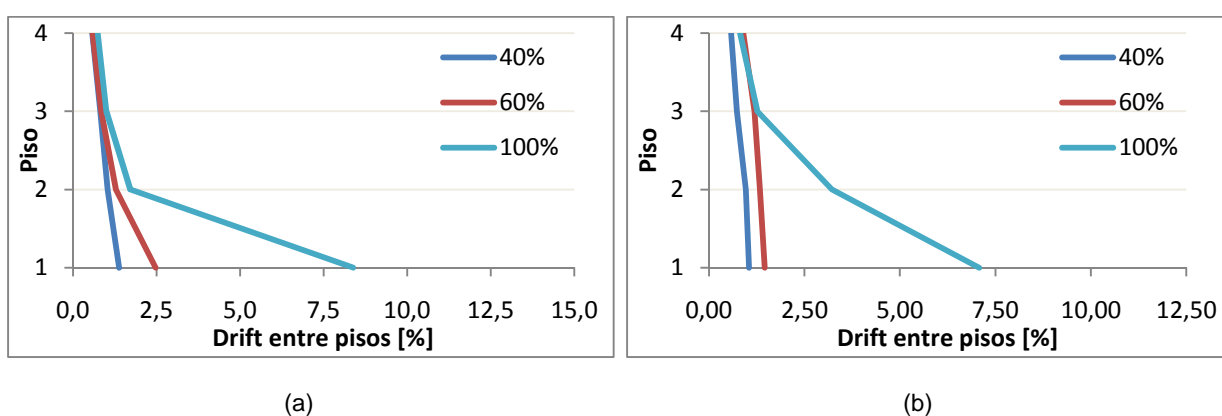


Fig. 5.37 Drifts entre pisos do modelo RP-1.0H-NLD-D para vários níveis de intensidade na Dir.X (a) e Dir.Y (b)

5.4.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS

Apresenta-se um resumo dos resultados obtidos tal como uma análise de erros. A Tabela 5.3 e Tabela 5.4 apresentam um resumo dos deslocamentos de topo máximo registados para os modelos sem e com incorporação da degradação de resistência, respectivamente.

Tabela 5.3 Deslocamentos de topo máximos (m) para os modelos sem degradação

	Direcção X			Direcção Y		
	Modelo			Modelo		
Intensidade	F-NLD	RP-1.0H-NLD	erro [%]	F-NLD	RP-1.0H-NLD	erro [%]
5%	0.017	0.017	2.3	0.016	0.018	10.5
20%	0.062	0.072	15.3	0.061	0.064	4.2
40%	0.138	0.136	2.0	0.114	0.118	3.2
60%	0.210	0.207	1.2	0.145	0.178	23.2
100%	0.544	0.448	17.8	0.461	0.478	3.7

Tabela 5.4 Deslocamentos de topo máximos (m) para os modelos com degradação

	Direcção X			Direcção Y		
	Modelo			Modelo		
Intensidade	F-NLD-D	RP-1.0H-NLD-D	erro [%]	F-NLD-D	RP-1.0H-NLD-D	
40%	0.14	0.14	1.2	0.11	0.12	2.9
60%	0.22	0.19	16.2	0.14	0.17	20.0
100%	0.57	0.43	24.8	0.51	0.34	32.5

A Tabela 5.5 e Tabela 5.6 apresentam um resumo dos drifts máximos registados no primeiro andar para os modelos sem e com incorporação da degradação de resistência.

Tabela 5.5 Drifts do 1º andar máximos (%) para os modelos sem degradação

	Direcção X			Direcção Y		
	Modelo			Modelo		
Intensidade	F-NLD	RP-1.0H-NLD	erro [%]	F-NLD	RP-1.0H-NLD	erro [%]
5%	0.15	0.14	7.9	0.13	0.13	3.3
20%	0.61	0.56	9.2	0.52	0.52	0.3
40%	2.08	1.38	33.6	1.33	1.05	21.5
60%	3.71	2.89	22.1	1.95	1.41	27.8
100%	12.83	7.08	44.9	10.09	6.19	38.7

Tabela 5.6 Drifts do 1º andar máximos (%) para os modelos sem degradação

Drift 1º piso [%]	Direcção X			Direcção Y		
	Modelo			Modelo		
Intensidade	F-NLD-D	RP-1.0H-NLD-D	erro [%]	F-NLD-D	RP-1.0H-NLD-D	
40%	2.02	1.38	31.7	1.31	1.05	20.1
60%	3.95	2.48	37.3	1.95	1.46	25.3
100%	13.86	8.38	39.5	11.49	4.82	58.0

5.5. CONCLUSÕES

As análises numéricas realizadas com o OpenSEES conseguiram reproduzir os resultados dos ensaios com alguma fidelidade até ao nível de intensidade 40%.

As análises permitiram aferir a qualidade dos modelos relativamente à representação da rigidez e da massa para averiguar se os resultados obtidos com o OpenSEES apresentavam boa correspondência com os obtidos no programa Robot e com os valores dos períodos de vibração obtidos nos ensaios.

No que toca aos modos de vibração da estrutura conseguiu-se uma aproximação razoável com os modos de vibração a serem coincidentes. Nos modelos considerados o que se aproximou mais das frequências próprias registadas foi o modelo de fibras, com os primeiros períodos de vibração próprios de 0.76 e 0.7s para os dois primeiros modos de vibração contra os 0.8 e 0.76s registados no ensaio de vibração livre, verificando-se também que os modos de vibração mais flexíveis ocorrem na direcção Y. As frequências próprias dos três modelos de rótulas plásticas foram quase coincidentes exceptuando uma ligeira diferença no primeiro modo na direcção Y, antevendo-se uma ligeira diferença de rigidez entre os modelos.

A realização das análises pushover permitiu seleccionar o modelo de rótulas plásticas mais adequado para a realização das análises dinâmicas. No que toca à rigidez elástica linear do modelo na direcção X, os modelos com comprimento de rótula igual a metade da altura da secção [RP-0.5H-NLD(-D)] tiveram melhor aproximação, já na direcção Y os modelos RP-1.0H(-D) ofereceram as melhores correspondências. A nível da resistência, os modelos de rótulas plásticas apresentaram menor resistência, utilizando-se como critério de melhor aproximação o comportamento pós-pico e a resistência residual ou plástica (no caso dos modelos sem degradação incorporada). Com base nestes últimos critérios, os modelos com melhores resultados foram tanto na direcção X como na direcção Y o modelo RP-1.0H-NLE e o modelo RP-0.5H-NLE-D. Os modelos escolhidos para a realização das análises dinâmicas foram os modelos com o comprimento de rótula plástica igual à altura da secção, RP-1.0H-...(-D).

As análises pushover mostraram ainda que a partir de um drift no primeiro andar superior a 2%, os drifts dos restantes andares deixam de aumentar com o avanço da deformação da estrutura. Assim, estes resultados confirmam o potencial para a formação de um mecanismo de andar tal como foi observado nos ensaios.

A realização das análises dinâmicas resultou num comportamento de colapso global compatível com o observado nos ensaios, isto é a formação de mecanismo de andar no 1º piso na direcção X, com maiores deslocamentos na direcção X do que na direcção Y. No entanto, não foi possível obter deslocamentos no 1º andar com a mesma magnitude das atingidas no ensaio para a direcção X, na qual se registou valores de drift da ordem dos 19%. Os modelos que incorporavam a degradação de resistência desenvolveram, como seria de esperar, deformações e deslocamentos máximos ligeiramente superiores aos registados nos modelos sem degradação. Determinar qual o modelo que mais se aproximou do comportamento observado implica não dissociar a história de drifts entre pisos para as duas direcções. Sendo assim o modelo que conduziu a maiores drifts na direcção X foi o modelo F-NLD-D com um drift de 14%. No entanto este modelo desenvolveu drifts superiores aos do ensaio na direcção Y, 12% contra os 8% verificados. Os modelos de rótulas plásticas apresentaram-se mais rígidos registando menores drifts no primeiro andar mas drifts superiores nos restantes relativamente aos observados nos modelos de fibras.

6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A realização deste trabalho permitiu o contacto com a modelação não linear de estruturas em regime dinâmico, na opinião do autor é ainda muito dependente de um processo de calibração dos modelos. A utilização cada vez mais frequente de análises não-lineares acompanhada da realização de ensaios à escala real, trará cada vez mais benefícios no campo da modelação estrutural já que permitirá a calibração das leis materiais e detecção de possíveis fenómenos determinantes, onerosos ou não, ao comportamento da estrutura.

No âmbito deste trabalho, houve três factores determinantes para o comportamento da estrutura, sendo que dois deles foram tidos em conta nas simulações numéricas. Um desses factores foi o aparecimento de fenómenos de encurvadura local limitadores das leis momentos curvatura. Este efeito foi tido em consideração de forma simplificada e recorrendo a uma técnica de alteração da lei constitutiva do material sugerida por uma das equipas concorrentes na altura do concurso.

Outro aspecto tido em conta foi o comprimento livre dos elementos. No que toca às vigas estes poderão ter sido bem considerados, mas quanto aos pilares a consideração do comprimento passível de ser associado à zona do painel da alma poderá ter sido menos rigoroso já que o processo construtivo japonês separa a laje do pilar, retirando o confinamento do pilar metálico aumentando assim o seu comprimento livre, consequentemente a rigidez da estrutura e por isso os períodos de vibração. Por fim, o terceiro aspecto que se julga poder ser importante e que não foi tido em conta nas análises numéricas foi a rigidez das ligações, especialmente na zona dos painéis da alma e das ligações viga-pilar. A não consideração da rigidez correcta das ligações teve por base a não existência de modelos tridimensionais para representação do comportamento do painel da alma no caso de pilares tubulares ligados a vigas mistas. Havia a possibilidade de incluir a modelação da zona do painel em vigas mistas sugerido por Castro (2005), mas esta só é aplicável ao comportamento unidireccional, não incluindo o comportamento bidireccional sendo portanto limitativo para representação de um ensaio tridimensional. A modelação das ligações viga-pilar estava pendente do conhecimento das propriedades dos materiais utilizados que não sendo conhecidos inviabilizaram a sua modelação. A inclusão destes três factores de forma correcta poderia levar a uma aproximação inicial aos modos de vibração da estrutura e a um resultado mais fidedigno na análise não-linear dinâmica.

6.2. SUMÁRIO E CONCLUSÕES

A realização deste trabalho focou-se na realização de diversos tipos de análises, estáticas (modal e pushover) e dinâmicas.

As análises modais permitiram validar as propriedades mecânicas da estrutura, assegurando uma correcta relação entre a rigidez elástica dos vários modelos e a massa associada a cada piso, além de permitir conhecer quais a percentagens de massa modal participativa dando uma ideia dos modos de vibração dominantes no comportamento dinâmico.

A realização de análises pushover permitiu conhecer a evolução do comportamento da estrutura, revelando a mudança das condições de rigidez do edifício com o aparecimento progressivo de rótulas plásticas. Estas análises permitiram ainda obter uma estimativa da resistência lateral do edifício. No entanto, a resistência lateral fornecida pelas análises deve ser interpretada com alguma reserva já que em condições sísmicas ocorrem fenómenos de degradação inerentes às sucessivas excursões inelásticas.

Nas análises pushover as correlações entre modelos de fibras e de rótulas plásticas foram razoáveis ao nível da rigidez. No entanto, ao nível de resistência os modelos de rótulas plásticas desenvolveram resistências inferiores. Quando se introduziu os efeitos de degradação na análise, verificou-se uma aproximação da resistência última entre alguns modelos. Contudo, não foi possível obter uma correspondência perfeita entre os modelos de fibras e os modelos de rótulas plásticas, já que os modelos que conduziram a melhores da resistência não representaram de forma tão fidedigna o comportamento pós-pico. A escolha do modelo de rótulas plástica a utilizar nas análises dinâmicas teve por isso de ser efectuada com base num compromisso entre os vários parâmetros de resposta.

A realização de análises não lineares dinâmicas permitiu avaliar a resposta sísmica da estrutura assim como o mecanismo de colapso. As análises confirmaram o mecanismo de andar observado no ensaio e as principais zonas de plastificação que se localizaram essencialmente nos pilares do primeiro andar.

Os modelos de rótulas plásticas apresentaram um comportamento global aceitável relativamente ao modelo de fibras, permitindo avaliar com menor precisão o mecanismo de colapso mas com ganhos de tempo significativos.

As análises dinâmicas confirmaram que ambos os modelos apresentam boa qualidade na representação da resposta sísmica para análises com níveis de ductilidade moderados. Os resultados das análises para níveis de intensidade sísmica elevados apresentaram alguma disparidade entre modelos, inferindo-se que o comportamento não linear histerético dos dois modelos não ficou totalmente validado. Contudo, as análises efectuadas com os modelos de fibras e de rótulas plásticas representaram correctamente o mecanismo de colapso. No entanto, verificou-se que os modelos de fibras são mais rigorosos para a representação da resposta em situações extremas do comportamento não-linear.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na opinião do autor a obtenção de resultados mais próximos dos obtidos no ensaio em mesa sísmica poderá ser alcançada com base nas seguintes recomendações, nomeadamente através da

Inclusão nos modelos da flexibilidade dos painéis da alma dos pilares. No entanto, esta consideração implicaria o desenvolvimento de um modelo para representar o painel da alma em pilares tubulares no contexto tridimensional. Tal objectivo requer o desenvolvimento de um modelo numérico que

contemple o comportamento bidireccional da zona do painel em vigas mistas, com centróides não coincidentes.

Outro aspecto importante a considerar no futuro será a calibração da lei constitutiva σ - ε para representação da encurvadura local. Esta calibração teria que ser acompanhada de ensaios materiais cíclicos do elementos e/ou de análises numéricas tridimensionais com elementos de casca com inclusão de imperfeições geométricas nos vários elementos susceptíveis de sofrerem deste fenómeno para validação das leis tensão deformação.

A modelação da estrutura recorrendo a uma discretização mais detalhada envolvendo a utilização de elementos de casca incorporando a presença de imperfeições geométricas poderá ser um aspecto a ter em conta. Este processo permitirá efectuar uma calibração dos modelos mais simples e identificar a eventual existência de fenómenos tridimensionais que não foram representados nos modelos utilizados nesta investigação.

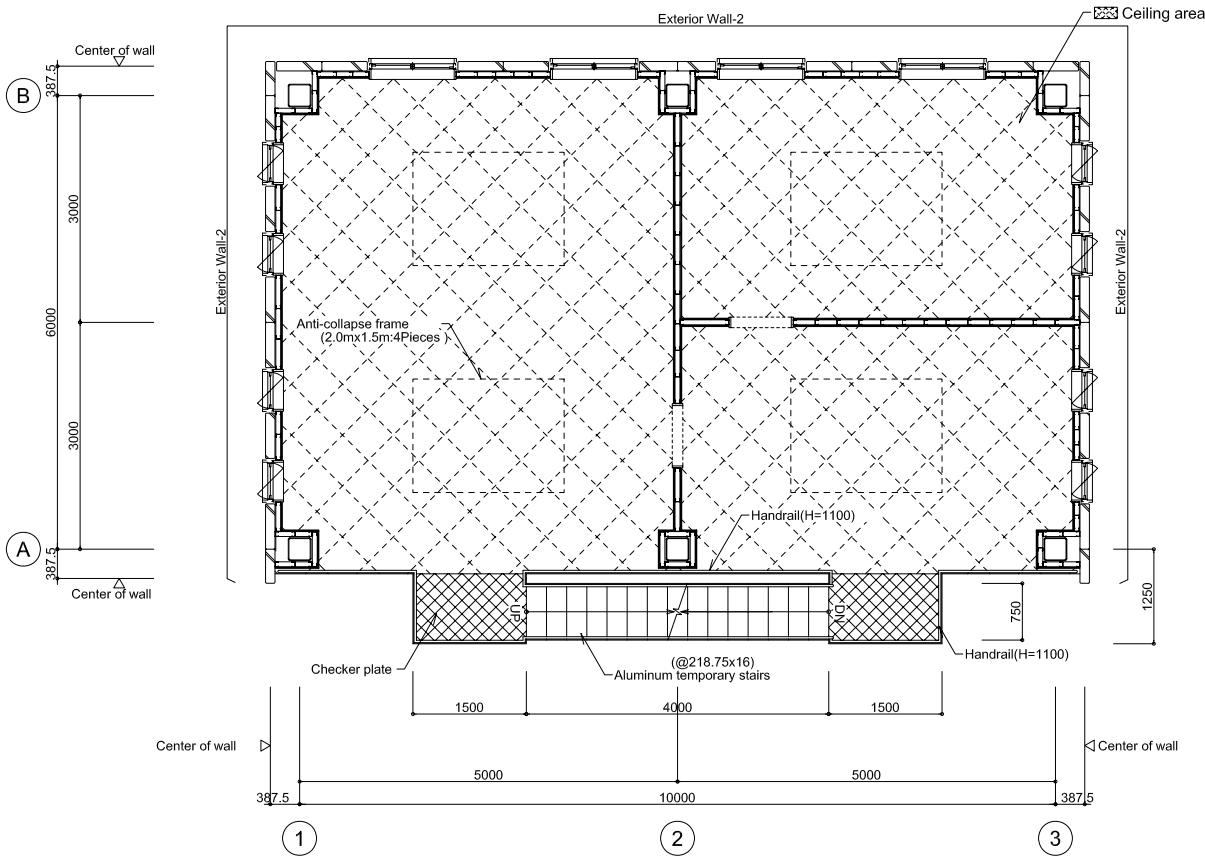
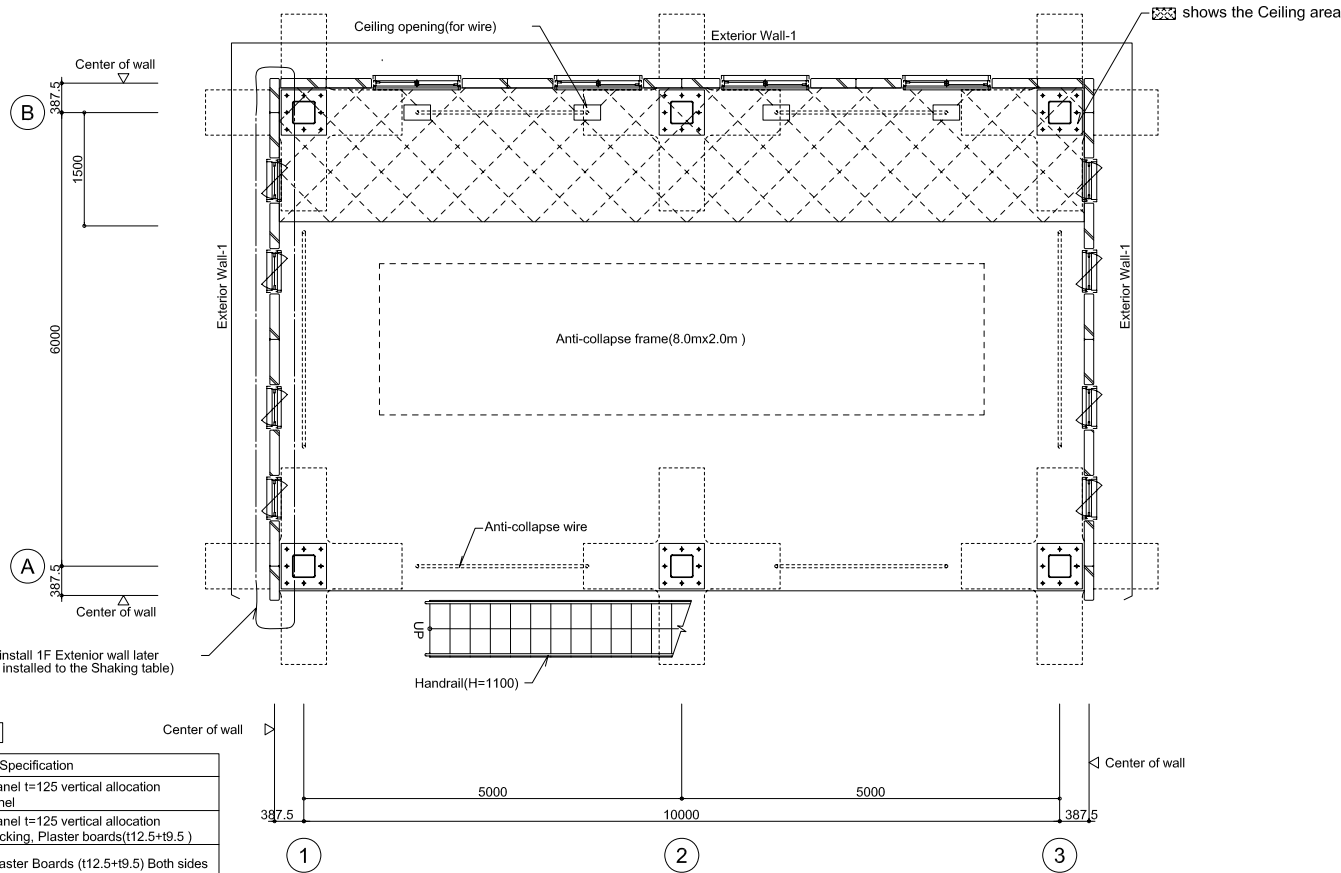
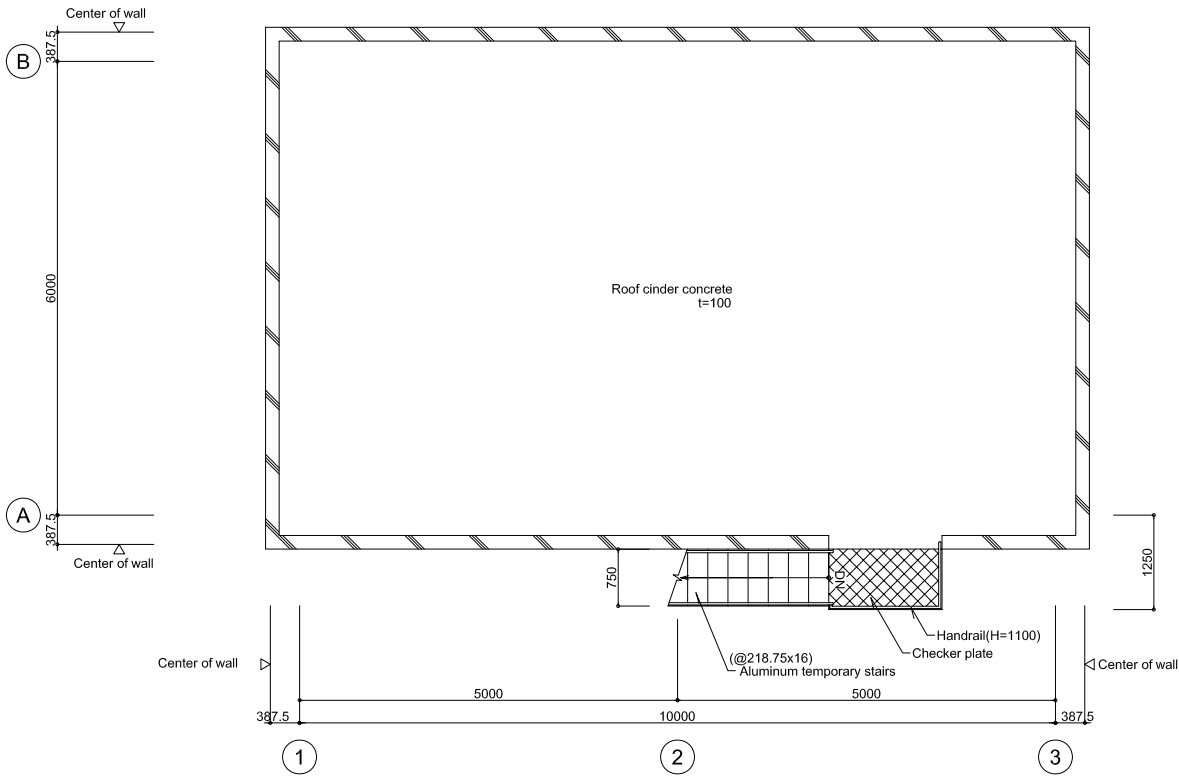
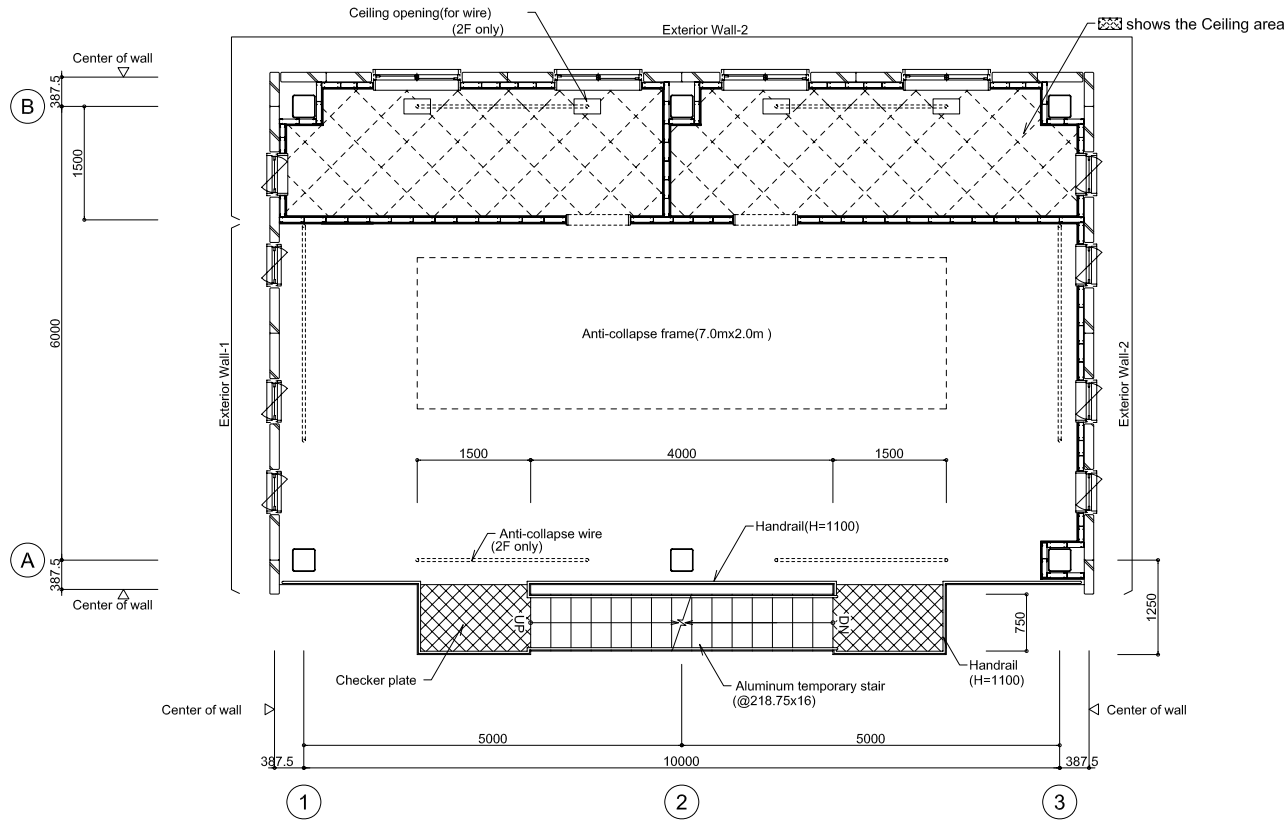
A escolha de modelos mais simples requer tal como já foi referido conhecimentos prévios de análise estrutural sólidos, julgando o autor que estes elementos poderão ser uma ferramenta bastante útil ao projectista num futuro próximo permitindo realizar análises não lineares com alguma segurança, carecendo de validação e divulgação para singrar na prática de engenharia.

BIBLIOGRAFIA

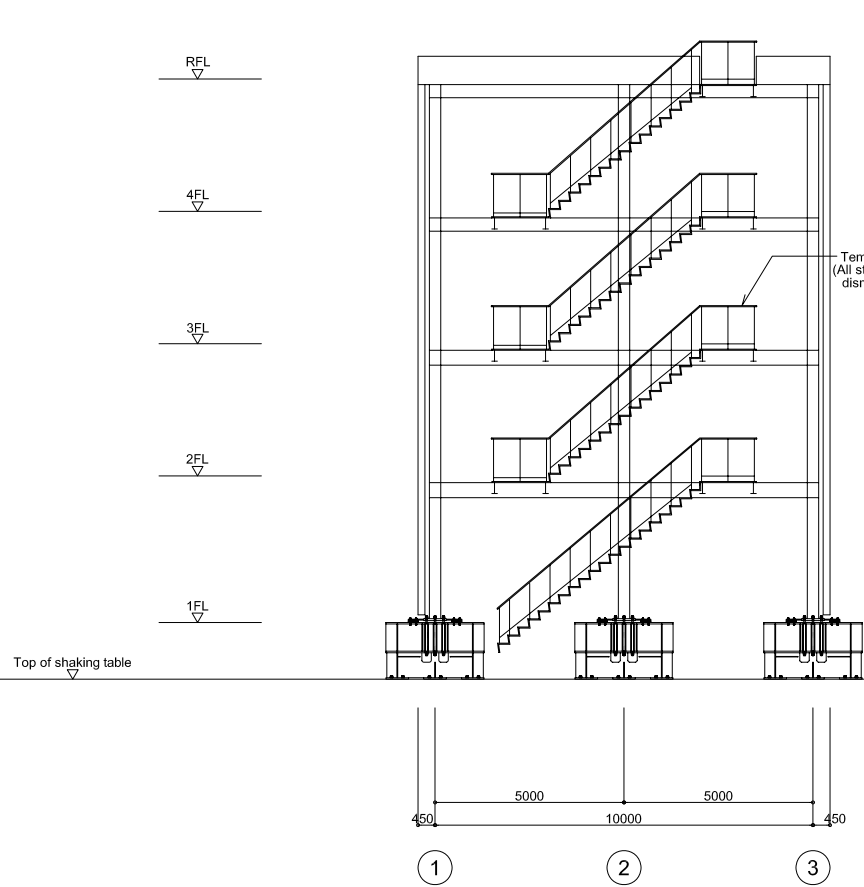
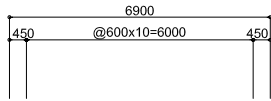
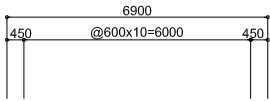
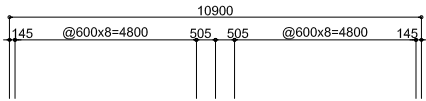
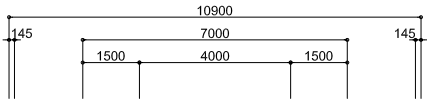
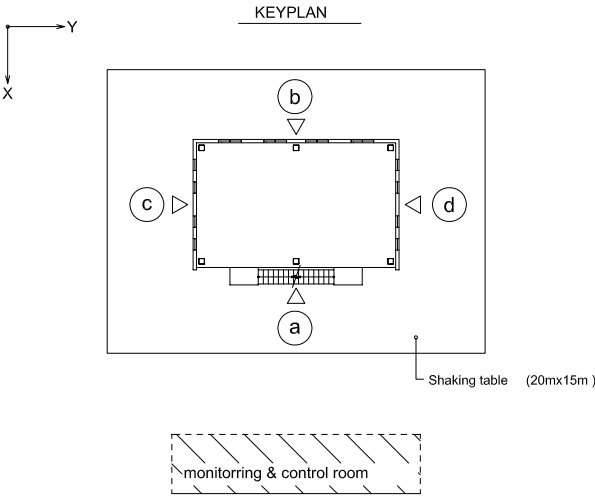
- [1] Elghazouli A. Y., *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Spon Press, London, RU, 2009.
- [2] Castro J. M., *Seismic Behaviour of Composite Moment Resisting Frames*, Dissertação de Doutorado Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, University of London, Abril 2006.
- [3] Pavan A., *Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested Under Dynamic Conditions*, Dissertação de Mestrado, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia, Maio 2008.
- [4] Villani A., *Critical Assessment of Seismic Design Procedures for Steel MRF*, Dissertação de Mestrado, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Università degli Studi di Pavia, Janeiro 2009.
- [5] Williams M. S., A. Blakeborough, *Laboratory testing of structures under dynamic loads: an introductory review*, The Royal Society, Department of Engineering Science, University of Oxford , RU, 2001.
- [6] Xuewei C., Xiaolei H., Cheang J., Shengyi L., Guiniu M., *Dynamic Inelastic Numerical Simulation for a Shaking Table Test of a Full Scale Steel Moment Frame Structure based on OpenSEES*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [7] Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H., Fenves G L. (2006) *OpenSEES Command Language Manual*, [http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/usermanual/OpenSEES Command Language Manual](http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/usermanual/OpenSEES%20Command%20Language%20Manual%20June%202006.pdf) June 2006. pdf.
- [8] Pan P., Ohsaki M., Zhang J., *Collapse Analysis of 4-Story Steel Moment-Resisting Frames*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [9] Yamada S., Suita K., Tada M., Kasai K., Matsuoka Y., Shimada Y., *Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 1 Outline of Test Results*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [10] S. Yamada, K. Suita, M. Tada, K. Kasai, Y. Matsuoka and Y. Shimada, *Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 2 Detail of Collapse Behavior*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [11] Tada M., Tamai H., Ohgami K., Kuwahara S., Horimoto A., *Analytical Simulation Utilizing Collaborative Structural Analysis System*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [12] Kanazawa K., Kirita F., Kitamura H., Matsuoka Y., *Health Monitoring of 4-Story Steel Moment Frame Before and After the Collapse Test*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [13] Pavan A., Pinho R., Antoniou S., *Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested Under Dynamic Conditions*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [14] Matsuoka Y., Suita K., Yamada S., Shimada Y., Akazawa M., *Health Monitoring of 4-Story Steel Moment Frame Before and After the Collapse Test*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.

- [15] Maison B.F., Kasai K., Deierlein G., *PBEE Evaluation of E-Defense Collapse Experiment*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [16] Ohsaki M., Kasai K., Thiagarajan G., Yang Y.-S., Yoshiyuki Komiya, *3-D Analysis Methods for 2007 Blind Analysis Contest*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, 12-17 Outubro 2008.
- [17] Foutch D. A., Yun S.-Y., *Modeling of steel moment frames for seismic loads*, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Setembro 2002.
- [18] http://www.blind-analysis.jp/2007/index_e.html, [3-6]/2010 .
- [19] Simões R. A. D., manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, 2^o edição, Edição: CMM, Multicomp, Lda. – Mem Martins, Fevereiro 2007.
- [20] Silva L. S., Gervásio H., manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados, 2^o edição, Edição: CMM, Multicomp, Lda. – Mem Martins, Fevereiro 2007.
- [21] Azevedo A. F. M., *Método dos Elementos Finitos*, 1^o edição, FEUP, Abril 2003

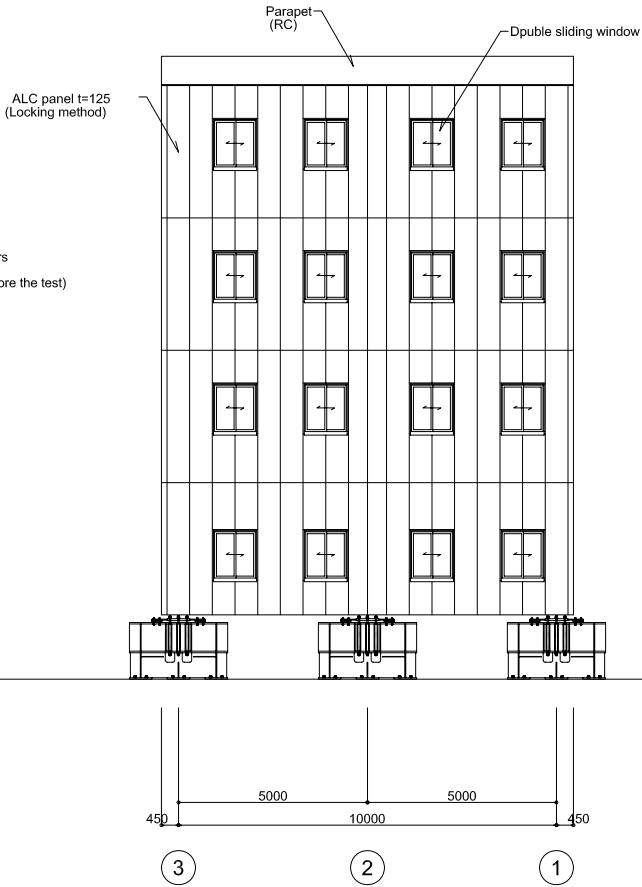
ANEXOS



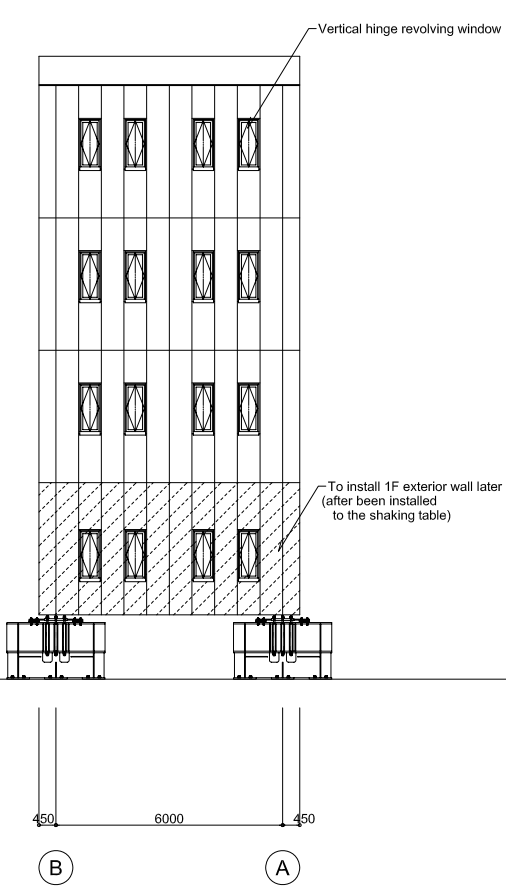
Interior Specification	
Region	Specification
Exterior Wall-1	Exterior : ALC panel t=125 vertical allocation Interior : ALC panel
Exterior Wall-2	Exterior : ALC panel t=125 vertical allocation Interior : LGS backing, Plaster boards(t12.5+19.5)
Interior Wall	LGS Backing, Plaster Boards (t12.5+19.5) Both sides
Ceiling	LGS backing, Plaster boards (t12.5) + Rock wool sound absorbing board (t9.0)
Fittings	SD1 : Steel single swing door AW1.2 : Aluminum double sliding window (W1100xH1200) AW3.4 : Aluminum vertical hinge revolving window (W500xH1200)



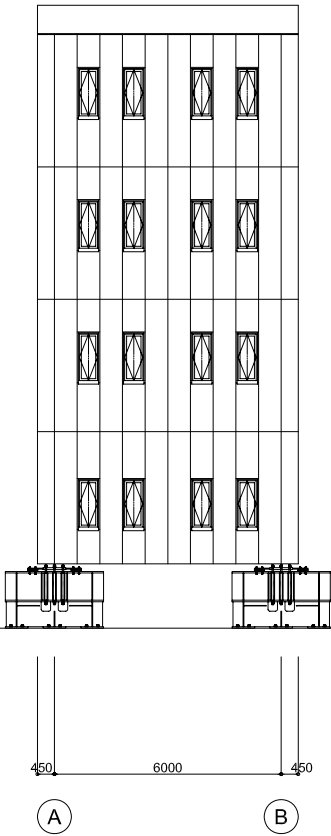
(a) Elevation 1/100
(No exterior finish)



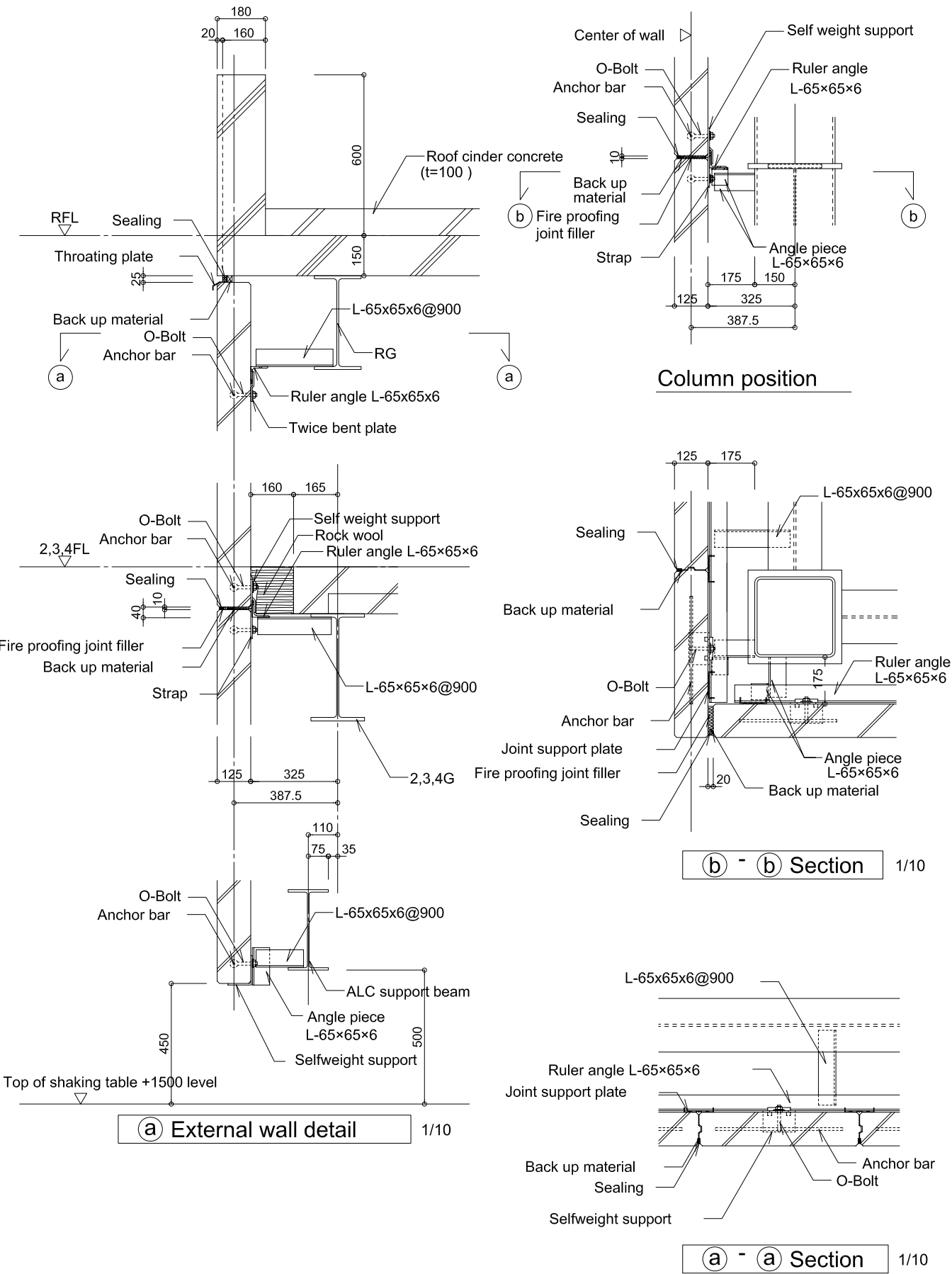
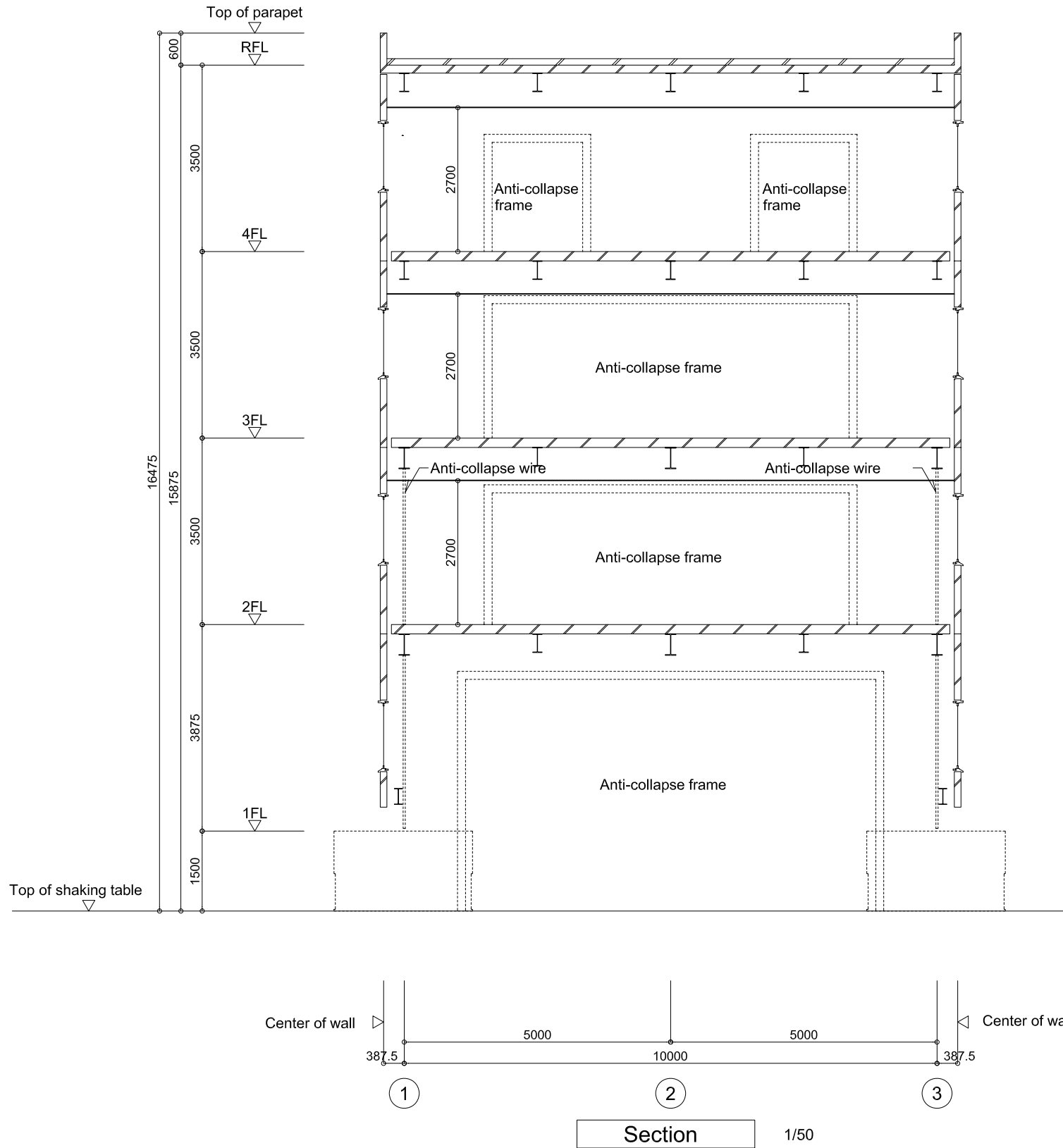
(b) Elevation 1/100
(With ALC panel)

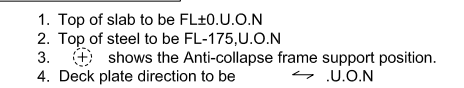
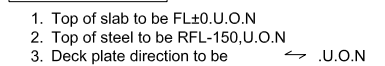
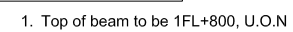
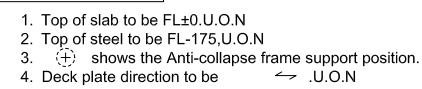
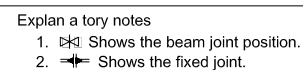
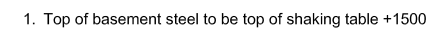
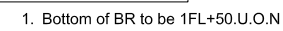


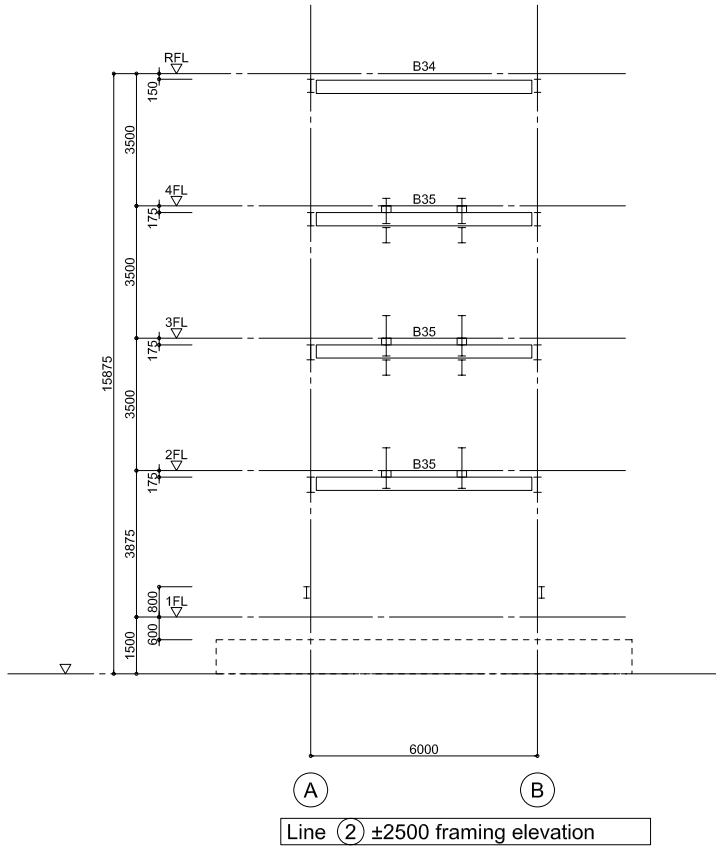
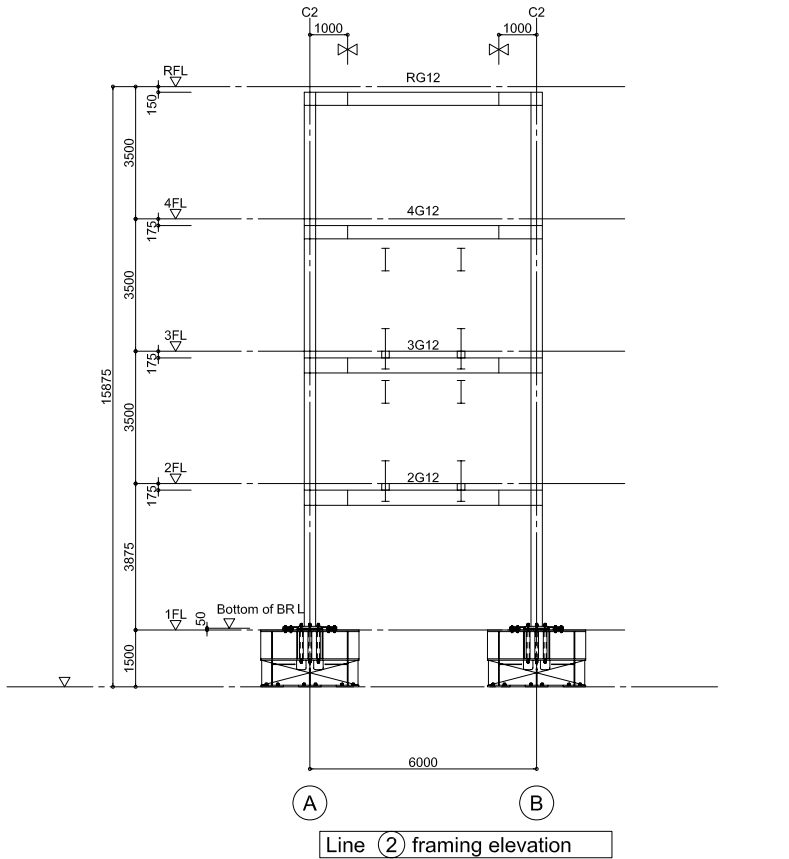
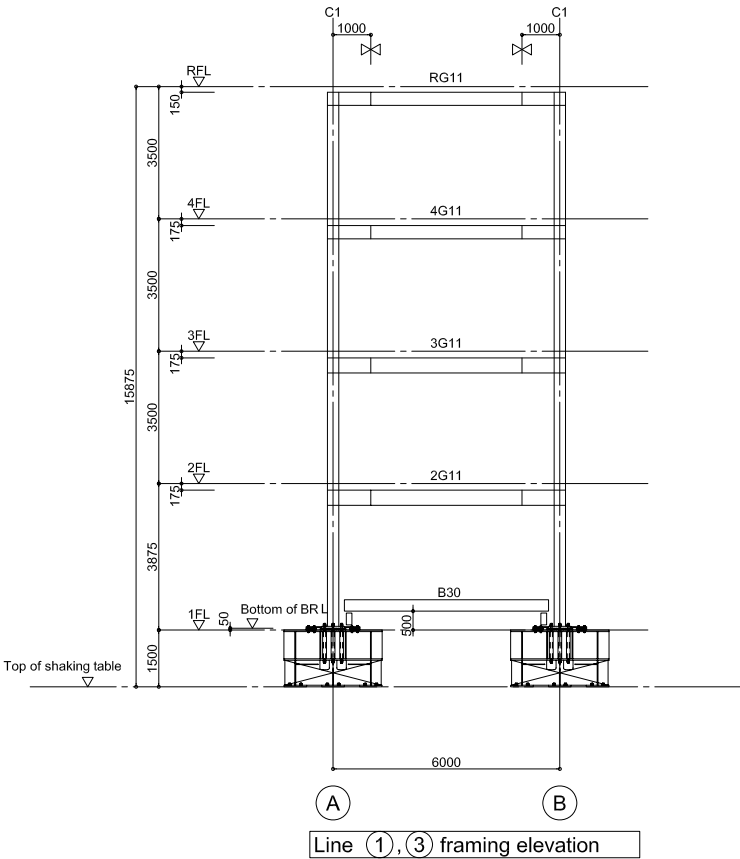
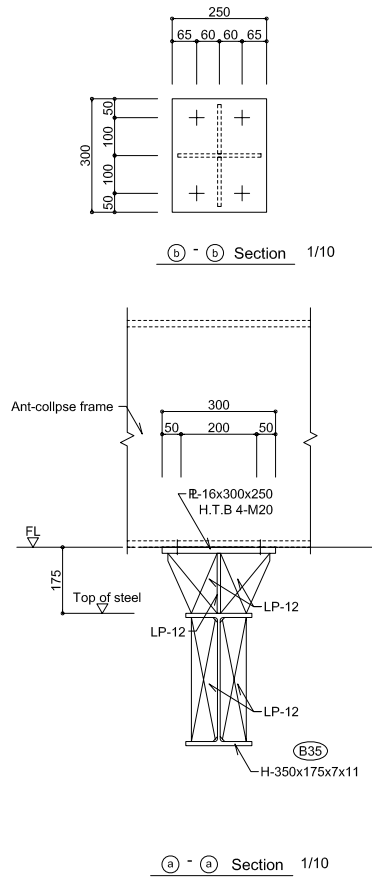
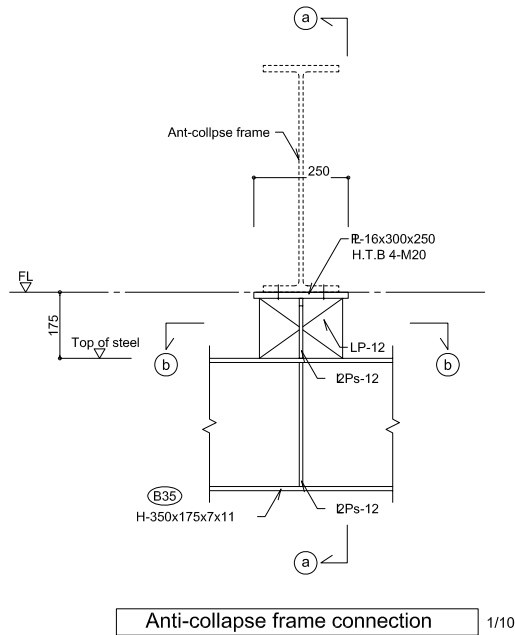
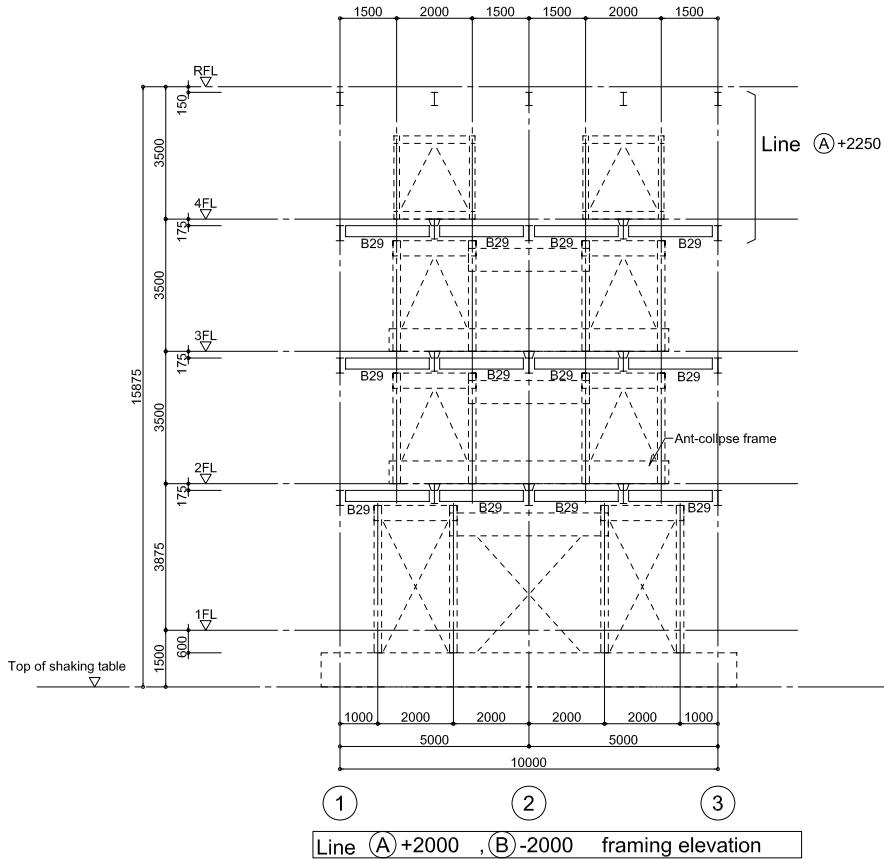
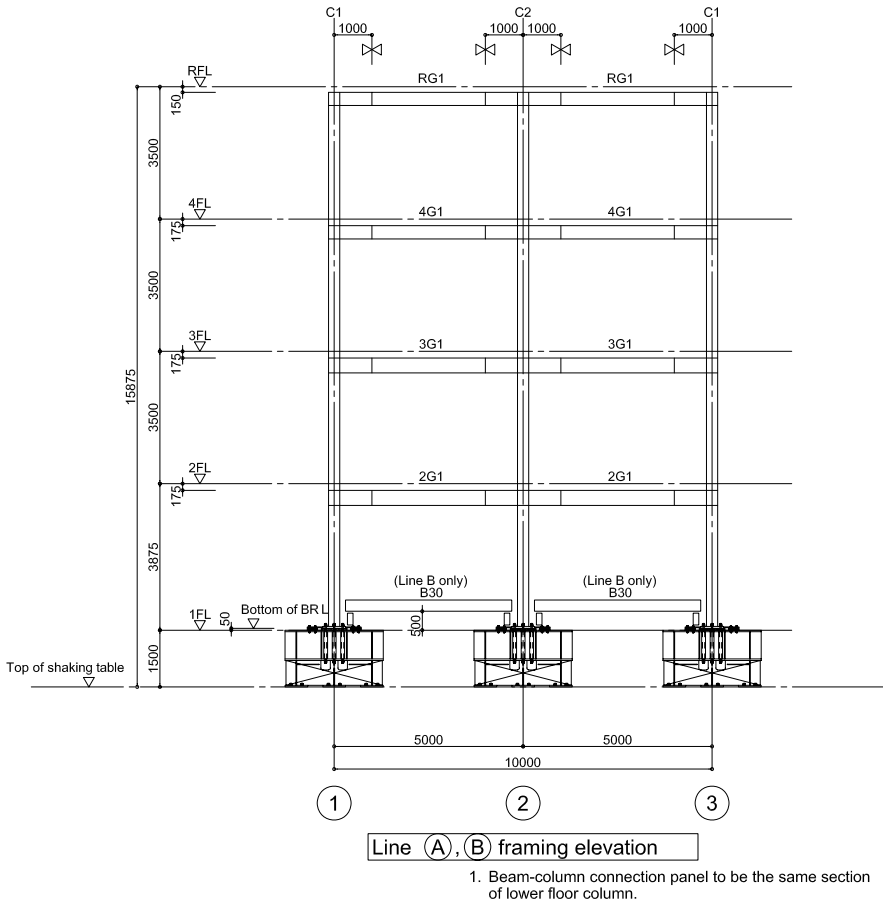
(c) Elevation 1/100
(With ALC panel)



(d) Elevation 1/100
(With ALC panel)







Explanatory notes

1. Column mark is the same with the upper floor.
2. X shows cloumn,beam joint position.

[illegible]